

МИНИСТЕРСТВО АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

СП 5.03.01-2020

**СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
КОНСТРУКЦИИ**

**БЕТОННЫЯ І ЖАЛЕЗАБЕТОННЫЯ
КАНСТРУКЦЫІ**

Издание официальное

Минск 2022

УДК 624.012.4.04 (083.74)

Ключевые слова: бетон, железобетон, арматура, ненапрягаемая арматура, расчетная схема, расчетное сечение, предельное состояние, деформационная модель, надежность

Предисловие

1 РАЗРАБОТАНЫ научно-проектно-производственным республиканским унитарным предприятием «СТРОЙТЕХНОРМ» (РУП «СТРОЙТЕХНОРМ»)

Авторский коллектив: ГП «Институт жилища — НИПТИС им. Атаева С. С.» (заслуж. деятель науки Республики Беларусь, докт. техн. наук, проф. Т. М. Пецольд — руководитель темы, все разделы и приложения); УО «БрГТУ» (докт. техн. наук, проф. В. В. Тур — все разделы и приложения); УО «БНТУ» (канд. техн. наук, доц. Н. А. Рак — все разделы и приложения); УО «БрГТУ» (канд. техн. наук, доц. А. В. Тур — раздел 9, приложения Е–Л); РУП «Институт БелНИИС» (канд. техн. наук, доц. О. Н. Лешкевич — раздел 5.2)

ВНЕСЕНЫ главным управлением градостроительства, проектной, научно-технической и инновационной политики Министерства архитектуры и строительства

2 УТВЕРЖДЕНЫ И ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ постановлением Министерства архитектуры и строительства от 16 сентября 2020 г. № 56

В Национальном комплексе технических нормативных правовых актов в области архитектуры и строительства настоящие строительные правила входят в блок 5.03 «Железобетонные и бетонные конструкции и изделия»

4 ВВЕДЕНЫ ВПЕРВЫЕ (с отменой на территории Республики Беларусь СНиП 2.03.01-84 и СНБ 5.03.01-02)

5 ПЕРЕИЗДАНИЕ (март 2022 г.) с Изменением № 1 (введено в действие с 20.05.2022 постановлением Минстройархитектуры от 15.03.2022 № 33)

Содержание

1	Область применения	1
2	Нормативные ссылки	1
3	Термины и определения и обозначения	2
3.1	Термины и определения	2
3.2	Обозначения	6
3.2.1	Прописные буквы латинского алфавита	6
3.2.2	Строчные буквы латинского алфавита	8
3.2.3	Буквы греческого алфавита	9
4	Основы проектирования	11
4.1	Общие требования	11
4.2	Основные требования	12
4.2.1	Общие положения	12
4.2.2	Расчетные ситуации	12
4.2.3	Воздействия	12
4.2.4	Предельные состояния несущей способности бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций	13
4.2.5	Значения частных коэффициентов для проверки предельных состояний	19
5	Статический анализ конструкций	20
5.1	Общие положения	20
5.2	Случаи нагружения и сочетания воздействий	20
5.3	Эффекты второго порядка	20
5.4	Геометрические несовершенства	20
5.5	Идеализация конструкций	23
5.5.1	Расчетные модели	23
5.5.2	Геометрические параметры	24
5.6	Методы статического анализа и расчетные модели сопротивлений	26
5.6.1	Линейно-упругий анализ	26
5.6.2	Линейно-упругий анализ с ограниченным перераспределением усилий	26
5.6.3	Пластический анализ	27
5.6.4	Расчет по модели «распорки — тяжи»	29
5.6.5	Нелинейный анализ	29
5.6.6	Расчетные модели сопротивления	29
5.7	Основные требования по проектированию конструкций из бетона с напрягаемой арматурой	32
5.7.1	Общие положения	32
5.7.2	Максимальное усилие натяжения	34
5.7.3	Потери предварительного напряжения	34

5.7.4	Усилие предварительного обжатия.....	41
5.7.5	Учет эффектов от предварительного напряжения при проверках предельного состояния несущей способности.....	41
5.7.6	Определение напряжений в сечениях, нормальных к продольной оси элемента	42
6	Материалы и критерии обеспечения долговечности.....	43
6.1	Требования к бетону.....	43
6.1.1	Общие положения.....	43
6.1.2	Классы бетона по прочности на сжатие, соответствующие им характеристические и расчетные значения прочности	43
6.1.3	Упругие деформации бетона	48
6.1.4	Ползучесть и усадка бетона	51
6.1.5	Диаграммы деформирования бетона при одноосном напряженном состоянии.....	53
6.1.6	Диаграммы деформирования для железобетонных элементов с диагональными (наклонными) трещинами.....	55
6.2	Требования к арматуре	57
6.2.1	Общие положения.....	57
6.2.2	Свойства арматуры.....	57
6.2.3	Арматура для предварительно напряженных конструкций (напрягающие элементы).....	60
6.2.4	Напрягающие элементы в оболочках	64
6.2.5	Общие требования к системам предварительного напряжения	64
6.3	Долговечность и защита арматуры	64
6.3.1	Общие положения.....	64
6.3.2	Условия окружающей среды.....	65
6.3.3	Требования к долговечности	66
6.3.4	Методы проверки долговечности	67
7	Характеристики сцепления	70
7.1	Сцепление арматуры с бетоном.....	70
7.2	Срез по контакту между бетонами, укладываемыми в разное время.....	72
8	Проверки предельных состояний несущей способности (ULS) при статических и квазистатических воздействиях.....	74
8.1	Проверки предельных состояний несущей способности при действии изгибающих моментов и продольных сил	74
8.1.1	Общие положения.....	74
8.1.2	Проверка предельных состояний несущей способности с использованием деформационной расчетной модели сопротивления для сечений (общий случай расчета)	75
8.1.3	Проверка предельных состояний несущей способности с использованием параболически-линейной диаграммы деформирования бетона.....	76
8.1.4	Проверка предельных состояний несущей способности с использованием модели сопротивления сечения, основанной на прямоугольной эпюре напряжений	82
8.1.5	Особенности проверки предельных состояний несущей способности предварительно-напряженных элементов (упрощенная модель)	86
8.1.6	Учет влияния продольного изгиба при проверке предельных состояний несущей способности сжатых элементов	89

8.2	Проверки предельных состояний несущей способности при действии поперечных сил	95
8.2.1	Расчет сопротивления железобетонных элементов без поперечного армирования	95
8.2.2	Расчет сопротивления железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил на основе стержневой модели	97
8.2.3	Общий метод расчета железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил	99
8.3	Проверки предельных состояний несущей способности при действии крутящих моментов	102
8.3.1	Расчет сопротивления железобетонных элементов, работающих на кручение с изгибом, на основе модели пространственного сечения.....	102
8.3.2	Расчет сопротивления железобетонных элементов, работающих на кручение, на основе модели пространственной фермы	105
8.4	Проверки предельных состояний несущей способности при местном действии нагрузок.....	107
8.4.1	Проверка сопротивления железобетонных элементов при местном сжатии (смятии)	107
8.4.2	Проверка сопротивления железобетонных элементов при местном растяжении (отрыве).....	110
8.4.3	Проверка сопротивления железобетонных элементов при местном срезе (продавливании) по методу критического периметра.....	111
8.4.4	Проверка сопротивления железобетонных элементов при местном срезе (продавливании) по методу критической наклонной трещины	120
8.5	Проверка сопротивления конструкций, подверженных воздействию многократно повторяющихся нагрузок.....	131
8.6	Проверка сопротивления слабоармированных конструкций.....	134
8.7	Проверка сопротивления конструкций из легкого бетона.....	136
8.8	Проверка сопротивления сборных и сборно-монолитных конструкций	137
8.8.1	Общие положения для сборных конструкций	137
8.8.2	Общие положения для сборно-монолитных конструкций.....	138
8.8.3	Проверка сопротивления закладных изделий	140
8.8.4	Сварные соединения арматуры и закладных изделий	142
8.8.5	Стыки элементов сборных конструкций	142
9	Проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности (SLS)	143
9.1	Общие положения.....	143
9.2	Ограничение ширины раскрытия трещин.....	144
9.2.1	Общие положения	144
9.2.2	Минимальная площадь растянутой арматуры, необходимая для ограничения ширины раскрытия трещин.....	145
9.2.3	Проверка ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси железобетонного элемента	148
9.2.4	Проверка ширины раскрытия трещин, наклонных к продольной оси железобетонного элемента	149

9.3	Расчет железобетонных конструкций по деформациям	150
9.3.1	Общие положения	150
9.3.2	Определение прогибов	151
9.3.3	Определение кривизны и изгибной жесткости	152
9.3.4	Определение деформации сдвига и сдвиговой жесткости	155
9.4	Ограничение напряжений	155
10	Проверка живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях	156
11	Требования к конструированию	157
11.1	Общие требования для бетонных конструкций	157
11.2	Общие требования для железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой	158
11.2.1	Ограничения по площади сечения арматуры	158
11.2.2	Минимальные размеры поперечного сечения	159
11.2.3	Размещение арматуры в сечении	159
11.2.4	Анкеровка продольной арматуры	159
11.2.5	Предельные напряжения сцепления	160
11.2.6	Базовая длина анкеровки	160
11.2.7	Расчетная длина анкеровки	160
11.2.8	Общие требования для соединения стержней арматуры и арматурных изделий	162
11.2.9	Соединение стержней арматуры и арматурных изделий без сварки (внахлест)	162
11.2.10	Соединение вспомогательной или распределительной арматуры внахлест	165
11.2.11	Сварные соединения арматуры и закладных изделий	166
11.3	Общие требования для предварительно напряженных железобетонных конструкций	167
11.3.1	Общие положения	167
11.3.2	Размещение напрягаемой арматуры в сечении	167
11.3.3	Анкеровка напрягаемой арматуры	168
11.3.4	Анкеровка напрягающих элементов, натягиваемых на упоры	169
11.4	Отдельные требования к конструированию железобетонных элементов	171
11.4.1	Монолитные и сборные плиты	171
11.4.2	Сжатые элементы	171
11.4.3	Фундаменты	171
11.4.4	Размещение продольной арматуры	172
11.4.5	Поперечное армирование	173
11.4.6	Армирование коротких консолей	174
11.4.7	Армирование стен	174
11.4.8	Армирование сжатых элементов поперечными сетками	174
11.4.9	Рекомендуемые диаметры арматурных стержней	174
11.4.10	Анкеровка стержней арматуры в арматурных изделиях	174
11.5	Особенности конструирования конструкций из легкого бетона	175

12 Требования к проверкам предельных состояний при оценивании существующих конструкций	176
12.1 Общие положения.....	176
12.2 Статический анализ и проверки предельных состояний.....	176
12.2.1 Общие положения.....	176
12.2.2 Статический анализ.....	177
12.2.3 Проверки предельных состояний с использованием метода частных коэффициентов.....	177
12.2.4 Проверки предельных состояний с использованием метода глобального сопротивления	177
Приложение А Особенности проектирования постнапряженных плоских плит.....	179
Приложение Б Формат безопасности при выполнении нелинейного анализа	193
Приложение В Расчет параметров ползучести и усадки бетона	195
Приложение Г Минимальные классы бетона по прочности на сжатие для обеспечения долговечности конструкций	200
Приложение Д Таблицы для расчета сопротивления сечений, нормальных к продольной оси железобетонных элементов прямоугольного сечения	201
Приложение Е Определение момента инерции для железобетонных элементов.....	205
Приложение Ж Особенности проектирования конструктивных систем из железобетона в особых расчетных ситуациях	208
Приложение К Методы расчета вторичных эффектов постнапряжения при использовании эквивалентных нагрузок.....	232
Приложение Л Правила трассировки напрягающих элементов	234

СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Concrete and reinforced concrete structures

Дата введения 2020-11-16

1 Область применения

Настоящие строительные правила содержат основные положения по проектированию, в том числе методы проверки предельных состояний и правила конструирования бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций, применяемых в промышленном и гражданском строительстве при возведении зданий, инженерных сооружений и мостов, изготавливаемых из бетонов со средней плотностью от 1000 до 2600 кг/м³, эксплуатирующихся при воздействии температур не выше 100 °С и не ниже минус 40 °С.

Настоящие строительные правила не распространяются на проектирование конструкций, изготавливаемых из легкого бетона со средней плотностью менее 1000 кг/м³, ячеистого и поризованного бетонов, бетонополимеров и полимербетонов, бетонов на известковых, шлаковых и смешанных вяжущих, на гипсовом и специальных вяжущих, бетонов на специальных и органических заполнителях, бетонов крупнопористой структуры, фибробетонов, получаемых с применением различных видов фибры из полимерных, минеральных и стальных волокон.

Настоящие строительные правила не распространяются на проектирование конструкций, армированных гладкой стержневой рабочей арматурой, устанавливаемой по расчету.

Настоящие строительные правила допускается применять при проектировании бетонных и железобетонных конструкций, применяемых в транспортном, гидротехническом и других отраслях строительства, при наличии указаний в соответствующих технических нормативных правовых актах (далее — ТНПА).

2 Нормативные ссылки

В настоящих строительных правилах использованы ссылки на следующие документы:

СН 1.03.01-2019 Возведение строительных конструкций, зданий и сооружений. Основные требования

СН 2.01.01-2019 Основы проектирования строительных конструкций

СН 2.01.02-2019 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий

СН 2.01.04-2019 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки

СН 2.01.05-2019 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Ветровые воздействия

СН 2.01.06-2019 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Температурные воздействия

СН 2.01.07-2020 Защита строительных конструкций от коррозии

ТКП 45-5.03-97-2009 (02250) Железобетонные сборно-монолитные конструкции. Правила проектирования

ТКП EN 1991-1-6-2009 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-6. Общие воздействия. Воздействия при производстве строительных работ

ТКП EN 1991-1-7-2009 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-7. Общие воздействия. Особые воздействия

ТКП EN 1991-3-2009 (02250) Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 3. Воздействия, вызванные кранами и механическим оборудованием

ТКП EN 1992-1-1-2009 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий

ТКП EN 1992-1-2-2009 (02250) Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости

ТКП EN 1993-1-1-2009 (02250) Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий

СТБ 1035-96 Смеси бетонные. Технические условия

СТБ 1544-2005 Бетоны конструкционные тяжелые. Технические условия

СТБ 1704-2012 Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия

СТБ 1706-2006 Арматура напрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия

СТБ EN 197-1-2015 Цемент. Часть 1. Состав, технические требования и критерии соответствия общестроительных цементов

СТБ EN 206-2016 Бетон. Требования, показатели, изготовление и соответствие

СТБ EN 10080-2011 Арматура для железобетонных конструкций. Арматура свариваемая. Общие технические условия

СТБ EN 10138-3-2009 Арматура напрягаемая канатная для железобетонных конструкций. Технические условия

СТБ EN 12390-7-2012 Методы испытаний бетона. Часть 7. Определение плотности бетона

СТБ EN 13369-2012 Изделия бетонные и железобетонные сборные. Общие требования

СТБ EN 13670-2012 Возведение бетонных и железобетонных конструкций

СТБ EN 13791-2012 Оценка прочности на сжатие бетона в конструкциях и сборных элементах конструкций

СТБ ISO 13822-2017 Основы проектирования конструкций. Оценка существующих конструкций

СТБ ISO 15630-1-2009 Сталь для армирования и предварительного напряжения бетона. Методы испытаний. Часть 1. Арматурные стержни, катанка и проволока

СТБ ISO 17660-1-2013 Сварка. Сварка арматурной стали. Часть 1. Сварные соединения с нормированной прочностью

СТБ ISO 17660-2-2013 Сварка. Сварка арматурной стали. Часть 2. Сварные соединения с ненормированной прочностью

СТБ prEN 10138-1-2010 Арматура напрягаемая для железобетонных конструкций. Часть 1. Общие технические условия

СТБ prEN 10138-2-2009 Напрягаемая арматура. Часть 2. Проволока

ГОСТ 14098-2014 Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры

ГОСТ 31108-2016 Цементы общестроительные. Технические условия.

Раздел 2 Нормативные ссылки (Измененная редакция, Изм. № 1)

3 Термины и определения и обозначения

3.1 Термины и определения

В настоящих строительных правилах применяют термины, установленные в СН 2.01.01, а также следующие термины с соответствующими определениями:

3.1.1 арматура: Линейно-протяженные элементы в составе железобетонной конструкции, предназначенные для восприятия главным образом растягивающих или сжимающих усилий для усиления бетона в сжатой зоне сечения.

Примечание — В железобетонных конструкциях зданий и сооружений применяют стальную арматуру в виде стержней, проволоки и витых канатов.

3.1.2 арматурная сетка: Арматурное изделие плоской формы, состоящее из соединенных между собой продольных и поперечных стержней.

Примечание — Форма и размер, шаг и сечение, способ соединения составляющих ее стержней должны соответствовать требованиям проектной документации с учетом технологии изготовления.

3.1.3 арматурный каркас: Пространственное или плоское арматурное изделие, состоящее из соединенных между собой арматурных изделий или отдельных стержней.

Примечание — Применяются различные способы соединения и варианты расположения элементов арматурных каркасов.

3.1.4 класс арматуры по прочности на растяжение (класс арматуры): Показатель, характеризующий механические свойства арматуры, обозначаемый буквенным символом S и числом, соответствующим значению характеристической прочности арматурной стали, Н/мм² (МПа).

Примечания

- 1 Пример обозначения класса арматуры по прочности на растяжение согласно СТБ 1704: S500.
- 2 Обозначения напрягаемой арматуры в виде канатов и проволок, производимых по ЕТА, следует принимать в соответствии с СТБ prEN 10138-2 и СТБ EN 10138-3.

3.1.5 конструктивная арматура: Арматура, устанавливаемая по конструктивным требованиям без расчета.

3.1.6 напрягаемая арматура: Арматура, подвергаемая предварительному натяжению до или в процессе передачи усилия обжатия на бетон.

3.1.7 рабочая арматура: Арматура, площадь сечения которой назначается по расчету.

3.1.8 расчетная прочность напрягаемой арматуры: Прочность напрягаемой арматуры, определяемая как отношение характеристического сопротивления напрягаемой арматуры f_{pk} ($f_{p0,1k}$) к соответствующему частному коэффициенту для напрягаемой арматуры γ_s .

3.1.9 расчетная прочность ненапрягаемой арматуры: Прочность ненапрягаемой арматуры, применяемая при проверках предельных состояний несущей способности по методу частных коэффициентов и определяемая как отношение характеристического сопротивления арматуры f_{yk} к частному коэффициенту для ненапрягаемой арматуры γ_s .

3.1.10 характеристическая прочность арматуры: Гарантируемое производителем значение физического или условного предела текучести арматуры с обеспеченностью 0,95 согласно нормативным требованиям.

3.1.11 частный коэффициент γ_s для арматуры: Коэффициент, учитывающий возможные отклонения физического или условного предела текучести арматурной стали ниже значений f_{yk} (f_{pk}), а также отклонения размеров сечения арматурного стержня.

3.1.12 базовая ползучесть бетона: Относительная деформация ползучести, развивающаяся в бетоне, находящемся в изолированных условиях, предотвращающих потерю влаги из структуры материала в окружающую среду.

3.1.13 базовая усадка бетона: Относительная деформация усадки, развивающаяся в бетоне, находящемся в изолированных условиях, предотвращающих потерю влаги из структуры материала в окружающую среду.

3.1.14 гарантированная прочность бетона на осевое сжатие: Значение прочности бетона, определяемое при осевом сжатии кубов размерами 150×150×150 мм, с обеспеченностью 0,95 и гарантируемое производителем в соответствии с нормативными требованиями.

3.1.15 защитный слой бетона: Расстояние от поверхности арматурного стержня или напрягающего элемента (включая поперечные стержни и хомуты, а также дополнительное приповерхностное армирование) до ближайшей поверхности бетона.

3.1.16 класс бетона по прочности на сжатие (класс бетона): Показатель, характеризующий механические свойства бетона и определяемый значением его гарантированной прочности на осевое сжатие, обозначаемый буквенным символом C и числами, соответствующими значениям характеристической прочности и гарантированной прочности, Н/мм² (МПа).

Примечание — Пример обозначения класса бетона: C15/12 (перед чертой — значение характеристической прочности бетона f_{ck} ; за чертой — значение гарантированной прочности бетона на сжатие $f_{c,cube}^G$).

3.1.17 класс легкого бетона по плотности: Показатель, характеризующий диапазон средней плотности, определяемой в соответствии с СТБ EN 12390-7, обозначаемый буквой D и числами, соответствующими верхнему значению средней плотности диапазона в кг/м³, деленному на 1000.

Примечание — Пример обозначения класса легкого бетона по плотности: D1,2 (диапазон средней плотности более 1000 до 1200, кг/м³).

3.1.18 марка напрягающего бетона по самоупрочнению: Показатель, характеризующий способность напрягающего бетона к самоупрочнению, обозначаемый символом S_p и числом, соответствующим гарантированному значению предварительного напряжения сжатия в бетоне, Н/мм², создаваемого в результате расширения напрягающего бетона в условиях внешнего ограничения, эквивалентного осевой жесткости стержня с коэффициентом продольного армирования $\rho_l = 1$ %.

Примечание — Пример обозначения марки напрягающего бетона по самоупрочнению: S_p2,0.

3.1.19 ползучесть бетона при высыхании (воздушно-сухая): Относительная деформация ползучести, развивающаяся в бетоне дополнительно к базовой ползучести при потере влаги из структуры материала в окружающую среду.

3.1.20 прочность бетона на осевое сжатие: Прочность бетона, соответствующая максимальным сжимающим напряжениям в бетоне при одноосном напряженном состоянии, соответствующим пиковой точке диаграммы деформирования.

3.1.21 расчетная прочность бетона: Прочность бетона на сжатие или на растяжение, применяемая при проверках предельных состояний несущих конструкций по методу частных коэффициентов и получаемая путем деления характеристических значений прочности на частный коэффициент для бетона.

3.1.22 средняя прочность бетона на осевое растяжение: Значение прочности бетона на осевое растяжение, установленное для проектирования конструкций.

3.1.23 средняя прочность бетона на осевое сжатие: Значение прочности бетона на осевое сжатие, установленное для проектирования конструкций.

3.1.24 усадка бетона при высыхании (воздушно-сухая): Относительная деформация усадки, развивающаяся в бетоне дополнительно к базовой усадке при потере влаги из структуры материала в окружающую среду.

3.1.25 характеристическая прочность бетона на осевое растяжение: Значение прочности бетона, определяемое при осевом растяжении, соответствующее 5 %-ному квантилю статистического распределения значений прочности.

3.1.26 характеристическая прочность бетона на осевое сжатие: Значение прочности бетона, определяемое при осевом сжатии цилиндрических образцов, назначенное с учетом статистической изменчивости при обеспеченности 0,95, исходя из значений параметрического ряда классов бетона по его гарантированной прочности на сжатие $f_{c,cube}^G$.

3.1.27 частный коэффициент γ_c для бетона: Коэффициент, учитывающий возможные отклонения значений прочностей бетона f_{ck} , f_{ctk} , f_{lck} , f_{lctk} ниже характеристических значений, отклонения геометрических размеров сечений, а также разницу между прочностью бетона, определяемой на опытных образцах, и прочностью бетона в конструкции.

Примечание — Для неармированных конструкций γ_c учитывает возможность наступления хрупкого разрушения.

3.1.28 бетонная конструкция: Конструкция, выполненная из бетона без арматуры или с применением арматуры, для которой коэффициент армирования меньше минимального значения коэффициента армирования, установленного настоящими строительными правилами.

Примечание — В бетонных конструкциях расчетные усилия от соответствующей комбинации воздействий воспринимаются бетоном.

3.1.29 железобетонная конструкция: Конструкция, выполненная из бетона с применением рабочей и конструктивной арматуры.

Примечание — Расчетные усилия от всех видов воздействий в железобетонных конструкциях воспринимаются бетоном и рабочей арматурой.

3.1.30 железобетонная предварительно напряженная конструкция: Конструкция, в которой начальное натяжение напрягаемой арматуры обеспечивает необходимую степень обжатия бетона в процессе изготовления и эксплуатации.

3.1.31 железобетонная сборно-монолитная конструкция: Конструкция, выполненная из одного или нескольких заранее изготовленных сборных железобетонных элементов и объединяющего их монолитного бетона, укладываемого в условиях строительной площадки.

3.1.32 живучесть: Нечувствительность конструктивной системы к локальному разрушению отдельного конструктивного элемента.

3.1.33 конструктивная система: Совокупность несущих конструктивных элементов здания или инженерного сооружения и способ, с помощью которого эти элементы работают совместно.

3.1.34 конструктивный элемент: Физически различимая часть несущей конструкции.

Примечание — Примеры конструктивных элементов: колонна, балка, плита, фундамент.

3.1.35 конструкция со смешанным армированием: Конструкция, в которой только часть рабочей арматуры подвергается напряжению.

3.1.36 нагрузка: Механическая сила или совокупность механических сил, приложенных к конструкции или элементам конструкции.

3.1.37 надежность: Способность конструкции или элемента конструкции выполнять заданные функции, сохраняя эксплуатационные характеристики в течение проектного срока эксплуатации.

Примечание — Термин надежность включает безопасность, эксплуатационную пригодность и долговечность конструкции и, как правило, выражается в вероятностных величинах.

3.1.38 напрягающие элементы: В постнапряженных конструкциях (с натяжением на бетон) система в состоянии полной сборки, включающая в себя анкеры, напрягаемую арматуру (проволоку, канаты, стержни), размещаемые в оболочках (например, из плотного полиэтилена) при применении элементов без сцепления с бетоном или каналах, впоследствии инъецируемых цементным композитом для создания вторичного сцепления; в преднапряженных конструкциях (с предварительным натяжением на упоры) это отдельные канаты, проволоки, стержни.

3.1.39 несущие конструкции здания: Организованная совокупность взаимосвязанных вертикальных и горизонтальных конструктивных элементов, предназначенных для восприятия и передачи эффектов воздействий окружающей среды.

3.1.40 нормальная эксплуатация: Эксплуатация, осуществляемая без ограничений в соответствии с технологическими или бытовыми условиями, предусмотренными нормативными требованиями или заданием на проектирование.

3.1.41 постнапряженная конструкция: Конструкция, в которой натяжение напрягающих элементов выполняют непосредственно на затвердевший бетон заданной прочности, а усилие обжатия передают на конструкцию при помощи механического закрепления арматуры с возможным последующим инъецированием в каналы растворной смеси или других материалов.

Примечание — Постнапряженная конструкция различается следующими особенностями:

- 1) конструкция без сцепления с бетоном напрягающих элементов, с напрягаемой арматурой, располагаемой в каналах, в которых антикоррозионную защиту арматуры обеспечивают при помощи специальных покрытий;
- 2) конструкция с внешним армированием, с размещением рабочей арматуры вне бетонного сечения и со специальной защитой арматуры от коррозии и огневых воздействий.

3.1.42 предельное состояние: Состояние, при превышении которого конструкция перестает удовлетворять предъявляемым к ней проектным критериям.

3.1.43 преднапряженная конструкция: Конструкция, в которой натяжение напрягаемой арматуры выполняют на упоры до его бетонирования, а усилие обжатия передают на затвердевший бетон, имеющий требуемую начальную прочность, главным образом посредством сил сцепления арматуры с бетоном конструкции.

3.1.44 прочность: Механическое свойство материала, характеризующее его способность сопротивляться разрушению при действии внутренних усилий, вызванных различными воздействиями.

Примечание — Значения прочности указывают в единицах измерения напряжений, например Н/мм² (МПа).

3.1.45 рабочая (эффективная) высота сечения: В поперечном сечении расстояние от наиболее сжатого волокна (границы) до центра тяжести продольной арматуры в растянутой зоне.

3.1.46 расчетная модель: Идеализированное описание конструктивной системы, используемое для расчетных целей.

3.1.47 расчетная ситуация: Комплекс (совокупность) физических условий, эквивалентно отображающих фактические условия в течение некоторого установленного промежутка времени, для которого расчетом подтверждается, что соответствующие предельные состояния не будут превышены.

3.1.48 самонапряженная конструкция: Конструкция, в которой натяжение арматуры осуществляется при расширении напрягающего бетона в процессе его твердения, а усилие обжатия передается на конструкцию за счет сил сцепления арматуры с бетоном или механического закрепления.

3.1.49 сборная конструкция: Элемент конструкции заводского изготовления или элемент, изготовленный и хранящийся в условиях строительной площадки в месте, отличном от его конечного положения в конструкции (конструктивной системе).

3.1.50 сопротивление: Способность элемента конструкции или ее части либо поперечного сечения элемента конструкции или ее части воспринимать эффекты от воздействий без механического разрушения.

Примечание — Например, сопротивление изгибу, сопротивление продольному изгибу, сопротивление растяжению.

3.2 Обозначения

3.2.1 Прописные буквы латинского алфавита

A	— площадь сечения;
A_c	— площадь сечения бетона;
A_{cc}	— площадь сечения бетона в сжатой зоне;
$A_{c,eff}$	— эффективная площадь растянутой зоны сечения;
A_{c0}	— площадь смятия;
A_{c1}	— площадь распределения при расчете на смятие;
A_{core}	— площадь сечения в пределах косвенного (кольцевого) армирования;
A_{crit}	— критическая площадь, заключенная внутри критического сечения;
A_{ct}	— площадь, занимаемая бетоном в растянутой зоне;
A_d	— расчетное значение особого воздействия;
A_{load}	— площадь поверхности, к которой приложена сосредоточенная сила;
A_p	— площадь сечения напрягаемой арматуры;
A_{p1}	— площадь сечения напрягаемой арматуры в растянутой или менее сжатой зоне сечения;
A_{p2}	— площадь сечения напрягаемой арматуры в сжатой (от действия нагрузок) зоне сечения;
A_s	— площадь сечения ненапрягаемой арматуры;
A_{s1}	— площадь сечения растянутой или наименее сжатой арматуры;
A_{s2}	— площадь сечения сжатой или наименее растянутой арматуры;
A_{sf}	— площадь сечения арматуры в полке элемента таврового сечения;
$A_{s,tot}$	— полная площадь продольной арматуры в сечении;
A_{sw}	— площадь сечения поперечной арматуры;
B	— изгибная жесткость железобетонного элемента;
D_{lower}	— максимальная крупность заполнителя;
$E_{c,eff}$	— эффективный модуль упругости бетона (с учетом длительного действия нагрузки);
E_{cm}	— модуль упругости бетона;
$E_{cm,n}$	— модуль упругости бетона для нелинейных расчетов конструкций;
E_p	— модуль упругости напрягаемой арматуры;
E_s	— модуль упругости арматуры;
F	— сила, воздействие;
F_c	— равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона;
F_s	— равнодействующая усилий в арматуре;
H	— горизонтальное усилие (распор);
I	— момент инерции сечения;
I_c	— момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента;
I_s	— момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента;
M	— изгибающий момент;
M_{cr}	— момент, соответствующий образованию трещин;
M_{Rd}	— расчетный изгибающий момент, воспринимаемый сечением (сопротивление изгибу);
M_{Ed}	— расчетный изгибающий момент, вызванный расчетными воздействиями или сочетаниями воздействий;
$M_{Ed,x}$	— расчетный изгибающий момент, вызванный воздействиями, определенный относительно оси x ;
$M_{Ed,y}$	— расчетный изгибающий момент, вызванный воздействиями, определенный относительно оси y ;
N	— продольная сила;
N_{cr}	— осевое усиление, приводящее к образованию трещин;
N_{crit}	— условная критическая продольная сила;
N_p	— продольное усилие предварительного обжатия;
N_{Rd}	— продольная сила, воспринимаемая сечением (сопротивление осевому усилию);
N_{Ed}	— расчетная продольная сила, вызванная расчетными воздействиями;
$N_{Ed,z}$	— продольная сила от расчетных воздействий по направлению оси z ;
$N_{Ed,lt}$	— расчетная продольная сила от практически постоянного сочетания воздействий;
P_d	— расчетное значение усилия предварительного обжатия;

$P_{k,inf}$	— нижний предел усилия предварительного обжатия в стадии эксплуатации;
$P_{k,sup}$	— верхний предел усилия предварительного обжатия в стадии эксплуатации;
P_{m0}	— среднее значение усилия предварительного обжатия в момент времени $t = t_0$;
$P_{m,t}$	— среднее значение усилия предварительного обжатия в момент времени $t > t_0$;
$P_{m,\infty}$	— среднее значение усилия предварительного обжатия с учетом полных потерь;
P_0	— начальное значение усилия предварительного обжатия (без учета потерь);
ΔP_c	— потери усилия предварительного обжатия, вызванные упругими деформациями бетона;
ΔP_f	— потери усилия предварительного обжатия, вызванные деформациями стальной формы
ΔP_{ir}	— потери усилия предварительного обжатия, вызванные релаксацией напряжений в напрягаемой арматуре;
ΔP_{sl}	— потери усилия предварительного обжатия, вызванные проскальзыванием напрягаемой арматуры в анкерных устройствах;
ΔP_A	— потери усилия предварительного обжатия, вызванные деформацией анкеров;
$\Delta P_{\epsilon}(t)$	— потери усилия предварительного обжатия к моменту времени t , вызванные усадкой и ползучестью бетона, а также длительной релаксацией напряжений в напрягаемой арматуре;
$\Delta P_{\Delta T}$	— потери усилия предварительного обжатия, вызванные температурным перепадом;
$\Delta P_{\mu(x)}$	— потери усилия предварительного обжатия, вызванные трением напрягающих элементов о стенки конструкций (приспособлений);
Q	— переменное воздействие;
S	— статический момент;
S_1, S_{p1}	— обозначение продольной арматуры и напрягаемой арматуры соответственно: а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения — расположенной в растянутой зоне; б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении — расположенной у менее сжатой грани сечения; в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении: - для внецентренно-растянутых элементов — расположенной у более растянутой грани сечения; - для центрально-растянутых элементов — всей в поперечном сечении элемента;
S_2, S_{p2}	— обозначение продольной арматуры и напрягаемой арматуры соответственно: а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения — расположенной в сжатой зоне; б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении — расположенной у более сжатой грани сечения; в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении и для внецентренно-растянутых элементов — расположенной у менее растянутой грани сечения;
S_c	— статический момент сжатой зоны сечения бетона, рассчитанный относительно центра тяжести растянутой арматуры;
S_{cN}	— статический момент сжатой зоны сечения бетона, рассчитанный относительно оси действия силы N_{Sd} , приложенной с эксцентриситетом e_{0d} ;
T_d	— расчетное растягивающее усилие в продольной арматуре при проверке наклонного сечения по предельным состояниям несущей способности;
T_{Rd1}	— предельный крутящий момент, воспринимаемый сжатыми бетонными подкосами (сопротивление элемента кручению по бетону);
T_{Rd2}	— предельный крутящий момент, воспринимаемый арматурой (сопротивление элемента кручению по арматуре);
T_{Ed}	— расчетный крутящий момент, вызванный расчетными воздействиями и сочетаниями воздействий;
V_{cd}	— расчетная поперечная сила, воспринимаемая бетоном;
$V_{Rd,c}$	— составляющая поперечной силы, воспринимаемой бетоном, в элементе, имеющем поперечное армирование;
$V_{Rd,ct}$	— расчетная поперечная сила, воспринимаемая элементом, не имеющим поперечного армирования;

- $V_{Rd,max}$ — расчетная поперечная сила, воспринимаемая сжатыми подкосами при расчете наклонного сечения;
- $V_{Rd,sy}$ — составляющая поперечной силы, воспринимаемой арматурой в элементе, имеющем поперечное армирование;
- V_{Ed} — расчетная поперечная сила, вызванная расчетными воздействиями и сочетаниями воздействий;
- W_c — момент сопротивления бетонного сечения, рассчитанный как для линейного упругого материала.

3.2.2 Строчные буквы латинского алфавита

- a_{lim} — предельный (допустимый) прогиб;
- a_p — величина проскальзывания арматурного стержня в анкере;
- b'_f — эффективная ширина полки таврового сечения;
- b_j — ширина поверхности соединения (стыка) сборного элемента и монолитной части в сборно-монолитной конструкции;
- b_w — ширина стенки таврового сечения; расчетная ширина балки при расчетах на действие перерезывающих сил;
- d_{core} — диаметр ядра бетонного кольцевого сечения;
- e_a — случайный эксцентриситет;
- e_e — расчетный эксцентриситет;
- e_0 — начальный эксцентриситет продольной силы (без учета влияния прогиба) относительно центра тяжести приведенного сечения;
- e_{s1} — эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры;
- e_{s2} — эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести сжатой арматуры;
- f_c — прочность на сжатие бетона нормального веса при одноосном напряженном состоянии;
- f_{lc} — прочность на сжатие легкого бетона при одноосном напряженном состоянии;
- $f_{c,cube}^G$ — гарантированная прочность на сжатие бетона нормального веса;
- $f_{lc,cube}^G$ — гарантированная прочность на сжатие легкого бетона;
- f_{cd} — расчетная прочность на сжатие бетона для железобетонных и предварительно напряженных конструкций;
- f_{ck} — характеристическая прочность на осевое сжатие бетона нормального веса;
- f_{lck} — характеристическая прочность на осевое сжатие легкого бетона;
- f_{cm} — средняя прочность на осевое сжатие бетона нормального веса;
- f_{lcm} — средняя прочность на осевое сжатие легкого бетона;
- f_{ctd} — расчетная прочность на растяжение бетона для железобетонных и предварительно напряженных конструкций;
- $f_{ctk0,05}$ — характеристическая прочность на осевое растяжение бетона нормального веса, соответствующая 5 %-ному квантилю статистического распределения прочности;
- $f_{lctk0,05}$ — характеристическая прочность на осевое растяжение легкого бетона, соответствующая 5 %-ному квантилю статистического распределения прочности;
- $f_{ctk0,95}$ — 95 %-ный квантиль статистического распределения прочности на осевое растяжение бетона нормального веса;
- $f_{lctk0,95}$ — 95 %-ный квантиль статистического распределения прочности на осевое растяжение легкого бетона;
- f_{ctm} — средняя прочность на осевое растяжение бетона нормального веса, установленная для проектирования конструкций;
- f_{lctm} — средняя прочность на осевое растяжение легкого бетона, установленная для проектирования конструкций;
- f_{cud} — расчетная прочность бетона на смятие;
- f_{pd} — расчетное сопротивление напрягаемой арматуры;
- f_{pk} — характеристическое значение временного сопротивления высокопрочной арматуры;
- f_{yd} — расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры;
- $f_{yk}(f_{0,2k})$ — характеристическое сопротивление ненапрягаемой арматуры;
- f_{ywd} — расчетное сопротивление поперечной арматуры;

h'_f	— высота (толщина) полки таврового сечения;
k_f	— коэффициент, учитывающий неравномерность бокового обжатия бетона при расчете на смятие;
k_u	— коэффициент эффективности бокового обжатия бетона при расчете на смятие;
l_b	— базовая длина анкеровки арматуры;
l_{bp}	— расчетная длина анкеровки напрягаемой арматуры;
l_{eff}	— эффективный пролет;
l_n	— пролет в свету между опорами;
l_0	— расчетная длина стойки;
n_w	— количество поперечных стержней в сечении;
r_{inf}	— коэффициент, определяющий нижнее предельное значение усилия предварительного напряжения в стадии эксплуатации;
r_{sup}	— коэффициент, определяющий верхнее предельное значение усилия предварительного напряжения в стадии эксплуатации;
s	— шаг поперечной арматуры;
s_e	— расстояние между стержнями арматуры в свету;
s_f	— расстояние между стержнями поперечной арматуры в полке таврового сечения;
s_n	— расстояние между каркасами (сетками) косвенного армирования в зоне сжатия или шаг спирали;
$s_{r,max}$	— максимальное расстояние между трещинами;
t	— ширина опоры; продолжительность действия нагрузки; эффективная толщина стенки коробчатого сечения;
u	— периметр; полное горизонтальное перемещение;
v	— единичная поперечная сила;
V_{Ed}	— расчетная поперечная сила на единицу длины, вызванная расчетными воздействиями;
w_k	— расчетная ширина раскрытия трещин;
w_{lim}	— предельно допустимая ширина раскрытия трещин;
x	— высота сжатой зоны сечения; расстояние от рассматриваемого сечения до точки приложения усилия;
x_{eff}	— эффективная высота условной сжатой зоны сечения, рассчитанная при допущении прямоугольной эпюры распределения напряжений в сжатой зоне;
$x_{eff,lim}$	— граничное значение высоты условной сжатой зоны сечения;
z	— плечо внутренней пары сил;
z_{cp}	— расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия до центра тяжести бетонного сечения.

3.2.3 Буквы греческого алфавита

α	— угол; коэффициент; отношение модуля упругости стали E_s к модулю упругости бетона E_{cm} ;
α_e	— отношение модуля упругости стали E_s к эффективному модулю упругости бетона $E_{c,eff}$;
α_k	— коэффициент, учитывающий влияние условий нагружения и опирания элемента при расчете прогибов;
α_p	— отношение модуля упругости высокопрочной стали E_p к модулю упругости бетона E_{cm} ;
α_t	— коэффициент линейного температурного расширения;
γ	— частный коэффициент;
γ_c	— частный коэффициент для бетона;
γ_s	— частный коэффициент для арматуры;
γ_F	— частный коэффициент для воздействия;
γ_p	— частный коэффициент для усилия предварительного обжатия;
δ	— отношение моментов до и после перераспределения; коэффициент;
ε_c	— относительная деформация бетона;
ε_{c1}	— относительная деформация бетона, соответствующая прочности бетона на сжатие f_c ;
$\varepsilon_{c2}, \varepsilon_{c3}$	— относительные деформации бетона, соответствующие расчетной прочности бетона на сжатие αf_{cd} ;

$\varepsilon_{cs,\infty}$	— предельное значение усадки бетона;
$\varepsilon_{cu}, \varepsilon_{cu2}$	— относительные деформации бетона, соответствующие предельной сжимаемости бетона;
ε_s	— относительная деформация арматуры;
ε_{sm}	— средняя относительная деформация арматуры для элемента с трещинами;
$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$	— расчетное значение относительной деформации усадки бетона в момент времени $t > t_0$;
ε_{sR}	— относительная деформация арматуры, соответствующая разрыву;
ε_{su}	— предельное значение относительной деформации арматуры при растяжении;
ε_{ud}	— расчетное значение относительной деформации арматуры при растяжении;
ε_{yd}	— относительная деформация арматуры, соответствующая пределу текучести;
ξ	— отношение x/d ; коэффициент;
η	— коэффициент;
θ	— угол;
ν_c	— коэффициент поперечных деформаций бетона (коэффициент Пуассона);
ν_{cu}	— корректирующий коэффициент для определения расчетной прочности бетона в случае местного действия нагрузок;
ρ_l	— коэффициент продольного армирования;
ρ_p	— коэффициент продольного армирования для напрягаемой арматуры;
ρ_r	— коэффициент армирования, отнесенный к эффективной площади растянутого бетона;
ρ_{sw}	— коэффициент поперечного армирования;
σ	— нормальное напряжение;
σ_c	— нормальное сжимающее напряжение в бетоне;
σ_{cg}	— напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от собственного веса конструкции;
σ_{cN}	— напряжение в бетоне, вызванное внешней продольной силой;
σ_{cNp}	— напряжение в бетоне, вызванное усилием предварительного напряжения;
σ_{cp0}	— начальное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры, вызванное усилием обжатия;
σ_{cR}	— допускаемое напряжение в бетоне при действии многократно повторяющейся нагрузки;
σ_{ctm}	— среднее растягивающее напряжение в бетоне;
σ_N	— напряжение, вызванное внешней силой, нормальной к плоскости стыка в сборно-монолитной конструкции;
σ_{0max}	— максимальное напряжение в напрягаемой арматуре;
σ_p	— напряжение в напрягаемой арматуре;
$\sigma_{p,m0}$	— начальное напряжение в напрягаемой арматуре непосредственно после передачи натяжения на бетон;
$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$	— потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре, вызванные усадкой, ползучестью бетона и длительной релаксацией напряжений в момент времени $t > t_0$;
σ_{pr}	— потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре от релаксации напряжений;
σ_s	— напряжение в арматуре;
$\Delta\sigma_{sR}$	— допустимая область изменения напряжений в арматуре при многократно повторяющихся нагружениях;
τ	— касательное напряжение;
τ_{Rd}	— расчетное сопротивление бетона срезу;
$\tau_{Rd,j}$	— расчетное сопротивление сдвигу стыкового соединения (контакта);
$\tau_{Sd,j}$	— продольное сдвигающее напряжение в плоскости стыкового соединения (контакта) сборно-монолитных конструкций, вызванное действием расчетных нагрузок;
$\varphi(t, t_0)$	— коэффициент ползучести бетона за период времени от t_0 до t ;
$\varphi(\infty, t_0)$	— предельное значение коэффициента ползучести бетона;
φ	— коэффициент ползучести; коэффициент учитывающий влияние эксцентриситета и гибкости;

ω_u	— коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при смятии;
$\omega_{u,max}$	— предельное значение коэффициента повышения прочности бетона при смятии;
ϕ	— диаметр арматурного стержня;
ϕ_d	— диаметр канала в предварительно напряженной конструкции.

3.2.4 Единицы измерения

В настоящих строительных правилах применяют следующие единицы измерения:

Силы и нагрузки	— кН, кН/м, кН/м ² ;
Плотность	— кг/м ³ ;
Удельный вес	— кН/м ³ ;
Напряжения и прочность	— Н/мм ² (МПа);
Момент (изгибающий, крутящий)	— кН·м;
Температура	— °С.

4 Основы проектирования

4.1 Общие требования

4.1.1 При проектировании бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций предусматривают соблюдение общих требований безопасности, эксплуатационной пригодности, долговечности и живучести согласно СН 2.01.01 (2.1), а также положений настоящих строительных правил.

4.1.2 Конструкции проектируют и изготавливают с условием, чтобы они в течение предусмотренного срока эксплуатации, с нормируемым уровнем надежности и без необоснованных экономических затрат, воспринимали все воздействия и влияния, возникновение которых следует ожидать в процессе их возведения и эксплуатации, а также оставались пригодными для предусмотренной эксплуатации по назначению.

4.1.3 Для обеспечения требований безопасности назначают такие начальные показатели качества конструкции, чтобы с нормируемым уровнем надежности согласно СН 2.01.01 исключалось ее разрушение любого характера при любых неблагоприятных сочетаниях воздействий, влияниях окружающей среды и свойствах материалов.

4.1.4 Для обеспечения требований эксплуатационной пригодности назначают такие начальные показатели качества конструкции, чтобы с нормируемым уровнем надежности согласно СН 2.01.01 исключались образование и (или) чрезмерное раскрытие трещин, а также перемещения и (или) колебания, препятствующие нормальной эксплуатации здания, сооружения и отдельной конструкции при любых неблагоприятных сочетаниях воздействий, влияниях окружающей среды и свойствах материалов.

4.1.5 Для обеспечения требований долговечности назначают такие начальные показатели качества конструкции, чтобы с нормируемым уровнем надежности согласно СН 2.01.01 в течение установленного проектного срока эксплуатации обеспечивались требования эксплуатационной пригодности при любых неблагоприятных сочетаниях воздействий, влияниях окружающей среды (длительное действие нагрузки, неблагоприятные климатические и технологические воздействия, попеременное замораживание и оттаивание, агрессивные воздействия и т. п.) и свойствах материалов.

4.1.6 Конструкции проектируют и возводят с условием, чтобы при возникновении особых воздействий согласно СН 2.01.01 и ТКП EN 1991-1-7 исключались разрушения, несоизмеримые с начальным локальным разрушением отдельного ключевого элемента.

4.1.7 В случае пожара должна быть обеспечена несущая способность железобетонных конструкций в течение требуемого интервала времени в соответствии с ТНПА.

4.1.8 Конструкции, проектируемые в соответствии с настоящими строительными правилами, удовлетворяют требованиям безопасности, эксплуатационной пригодности, долговечности и живучести, при выполнении следующих условий:

- проектирование осуществляют специалисты, имеющие соответствующую квалификацию и опыт;
- применяются конструкционные материалы и изделия, указанные в спецификации к проекту, характеристики которых соответствуют требованиям к характеристикам материалов, установленным в настоящих строительных правилах;
- будет осуществляться соответствующее обслуживание конструкции в процессе эксплуатации;
- конструкция будет использоваться по назначению в соответствии с исходными данными к проекту;
- соблюдается технология изготовления и возведения конструкций в соответствии с СТБ EN 13670, персонал имеет соответствующую квалификацию и опыт.

4.2 Основные требования

4.2.1 Общие положения

4.2.1.1 При проектировании по настоящим строительным правилам требования безопасности, эксплуатационной пригодности, долговечности и живучести конструкций обеспечиваются:

- соответствующим выбором материалов (требования к бетону и арматуре);
- проверочными расчетами предельных состояний и надлежащим конструированием в соответствии с настоящими правилами;
- осуществлением контроля качества при проектировании, изготовлении, возведении и эксплуатации конкретного объекта в соответствии с требованиями СН 2.01.01.

4.2.1.2 При проектировании конструкций в соответствии с настоящими строительными правилами выполнение основных требований СН 2.01.01 обеспечивается совместным применением:

- проверок предельных состояний по методу частных коэффициентов согласно СН 2.01.01;
- численных значений воздействий согласно СН 2.01.02, СН 2.01.04–СН 2.01.06, ТКП EN 1991-1-6, ТКП EN 1991-1-7, ТКП EN 1991-3 (все с учетом национальных приложений);
- правил составления расчетных сочетаний воздействий (эффектов воздействий) согласно СН 2.01.01;
- расчетных моделей сопротивления для проверок предельных состояний несущей способности, эксплуатационной пригодности, долговечности и живучести согласно требованиям настоящих строительных правил.

4.2.1.3 Проверки предельных состояний бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций выполняют для всех основных расчетных ситуаций и случаев нагружения, которые, вероятнее всего, могут появиться в течение проектного срока эксплуатации.

4.2.1.4 В качестве альтернативных допускается применять расчеты, основанные на полностью вероятностном моделировании согласно СН 2.01.01.

4.2.2 Расчетные ситуации

4.2.2.1 Проверки предельных состояний бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций выполняют, рассматривая согласно СН 2.01.01 следующие расчетные ситуации:

- постоянную с продолжительностью периода действия, соответствующей проектному сроку эксплуатации конструкции;
- переходную с незначительной продолжительностью периода действия по отношению к проектному сроку эксплуатации конструкции;
- особую, имеющую чрезвычайно низкую вероятность (годовую частоту) появления и очень короткую по отношению к проектному сроку эксплуатации продолжительность периода действия, соответствующую исключительным условиям, применимым к конструкции или условиям окружающей среды (например, пожар, взрыв, удар при столкновении транспортного средства с элементами конструкции или последствия локального разрушения), приводящим к существенным социальным, экологическим, экономическим последствиям;
- сейсмическую, относящуюся к условиям, применимым к конструкции, подвергающейся сейсмическим воздействиям.

4.2.2.2 Проверки предельных состояний в переходных расчетных ситуациях осуществляют в следующих случаях:

- при выполнении последующих этапов возведения монолитных конструкций;
- при распалубке, транспортировании и монтаже сборных конструкций;
- при передаче усилия обжатия в предварительно напряженных конструкциях;
- до набора проектной прочности монолитным бетоном в сборно-монолитных конструкциях;
- при выполнении капитального ремонта и реконструкции или в других случаях, указанных в проекте (задании на проектирование).

4.2.2.3 Проверку конструктивных систем в особых расчетных ситуациях следует производить в соответствии с требованиями ТКП EN 1991-1-7 и других ТНПА, обеспечивающих уровень надежности не ниже установленного СН 2.01.01, а также при выполнении требований настоящих строительных правил (раздел 12).

4.2.3 Воздействия

4.2.3.1 Характеристические значения воздействий на конструкции, применяемые в промышленном, гражданском и транспортном строительстве, принимают в соответствии с требованиями ТНПА,

значения частных коэффициентов к воздействиям (эффектам воздействий) при составлении их расчетных сочетаний — согласно СН 2.01.01.

4.2.3.2 Расчетные значения воздействий (эффектов воздействий) и их сочетаний определяют в зависимости от вида предельного состояния и расчетной ситуации согласно СН 2.01.01.

4.2.3.3 При проверках предельных состояний конструктивных систем с постнапряженными элементами в расчетных сочетаниях эффектов воздействий учитывают первичные и вторичные эффекты в элементах конструктивной системы, вызванные эквивалентными равномерно распределенными нагрузками. Вторичные эффекты постнапряжения определяют как реакции в элементах конструкции статически неопределимой системы, которые непосредственно не подвергаются постнапряжению (например, колонны, стены, опорные конструкции и т. д.).

4.2.3.4 Проверки предельного состояния эксплуатационной пригодности конструктивных систем с постнапряженными элементами конструкции производят с использованием эквивалентных нагрузок без учета первичных и вторичных эффектов, создаваемых напрягающими элементами. При проверках предельного состояния несущей способности в расчетных сочетаниях эффектов воздействий учитывают только вторичные эффекты постнапряжения, создаваемые в конструктивной системе эквивалентными равномерно распределенными нагрузками. Первичные эффекты постнапряжения (продольные усилия и изгибающие моменты от усилия обжатия) учитывают в модели сопротивления сечений.

4.2.3.5 При проверках предельного состояния несущей способности вторичные эффекты (изгибающие моменты, поперечные силы) в конструктивных системах от постнапряжения включают в основные сочетания с эффектами от постоянных и переменных нагрузок, применяя частный коэффициент $\gamma_p = 1,0$.

Общие указания по определению вторичных эффектов постнапряжения, создаваемых в конструктивных системах эквивалентными нагрузками, приведены в приложении А.

4.2.3.6 При проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности учитывают эффекты от температурных (термических) воздействий. При проверке предельных состояний несущей способности эффекты от температурных воздействий учитывают при их влиянии на сопротивление конструкции (например, учет эффектов второго порядка при проверках сжатых элементов).

4.2.3.7 При проектировании учитывают длительные (реологические) эффекты, зависящие от времени, включая релаксацию напряжений арматурной стали, усадку и ползучесть бетона.

4.2.3.8 Если при проверках предельных состояний учитывается ползучесть бетона, расчетные значения эффектов от ползучести определяют от практически постоянного сочетания воздействий и включают в соответствующие сочетания воздействий.

4.2.3.9 Эффекты воздействий, являющиеся результатом ограничения вынужденных деформаций (вызванные, например, перепадом температур, усадкой и ползучестью бетона, неравномерными осадками опор и т. д.) определяют количественно и включают в соответствующие сочетания воздействий при проверке предельных состояний эксплуатационной пригодности и усталости.

4.2.3.10 Эффекты воздействий, являющиеся результатом ограничения вынужденных деформаций, при проверке предельных состояний несущей способности допускается не учитывать и не включать в расчетные сочетания при следующих условиях:

— проектируемая конструкция имеет достаточную деформативность, обеспечивающую достижение соответствующих перемещений при выполнении требований предельных состояний несущей способности;

— проектируемая конструкция не является чувствительной к эффектам второго порядка, вызванным дополнительными большими перемещениями от неравномерного ограничения вынужденных деформаций.

В других случаях эффекты воздействий от вынужденных деформаций учитывают при проверке предельных состояний несущей способности.

4.2.4 Предельные состояния бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций

4.2.4.1 При проектировании бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций в соответствии с СН 2.01.01 проверяют:

— предельные состояния несущей способности (ULS), связанные с разрушением любого характера или подобными формами отказа;

— предельные состояния эксплуатационной пригодности (SLS), связанные с нарушением нормальной эксплуатации конструкций и (или) истощением ресурса их долговечности.

4.2.4.2 Проверку предельных состояний выполняют в соответствующих расчетных ситуациях (см. 4.2.2). Виды проверок предельных состояний должны соответствовать СН 2.01.01.

4.2.4.3 Проверки предельных состояний несущей способности бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций производят по методу частных коэффициентов из условия, согласно которому усилия, напряжения и деформации (эффекты воздействий), вызванные в критических сечениях конструкции расчетными воздействиями (эффектами воздействий) и их сочетаниями, с учетом начального напряженного состояния (включая предварительное напряжение, самонапряжение и т. п.), не должны превышать соответствующих расчетных сопротивлений, установленных в виде предельных значений усилий, напряжений, деформаций, воспринимаемых конструкцией непосредственно перед разрушением любого характера.

4.2.4.4 Проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности включают:

- проверку ширины раскрытия трещин;
- проверку деформаций (прогибов и перемещений);
- проверку ограничения напряжений.

При проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности следует принимать средние значения модулей упругости и характеристические значения прочностей материалов.

4.2.4.5 Проверку конструкций по образованию трещин производят по методу частных коэффициентов из условия, согласно которому усилия, напряжения и деформации в конструкциях, вызванные расчетными воздействиями (эффектами воздействий) и их сочетаниями, не превышают соответствующих предельных значений, воспринимаемых конструкцией при образовании трещин.

4.2.4.6 Проверку ширины раскрытия трещин производят из условия, согласно которому ширина раскрытия трещин в конструкциях, вызванная расчетными воздействиями (эффектами воздействий) и их сочетаниями, не превышает предельных значений, установленных настоящими строительными правилами в зависимости от требований, предъявляемых к конструкции, условий ее эксплуатации (воздействия окружающей среды) и характеристик свойств материалов с учетом особенностей коррозионного поведения арматуры.

Предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин для конструкций зданий и сооружений согласно требованиям к внешнему виду принимают в соответствии с таблицей 4.1, согласно требованиям обеспечения долговечности — в соответствии с таблицей 4.2.

Таблица 4.1 — Предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин согласно требованиям к внешнему виду

Виды проверки	Расчет минимального армирования из условия ограничения ширины раскрытия трещин согласно 9.2.2	Максимальный диаметр стержня или максимальное расстояние между стержнями согласно 9.2.3 или альтернативно верификация ширины раскрытия трещин согласно 9.2.4	Верификация напряжений в арматуре
Сочетание эффектов воздействий	Усилия трещинообразования согласно 9.2.2	Практически постоянное сочетание эффектов воздействий	Характеристическое сочетание эффектов воздействий
Ограничение значений ширины раскрытия трещин $w_{lim,cal}$ или напряжений	$\sigma_s \leq f_{yk}$ или $\sigma_s \leq \sigma_{s,lim}$	$w_{lim,cal} = 0,4 \text{ мм}^{1)}$	$\sigma_s \leq 0,8f_{yk}$ $\sigma_p \leq 0,8f_{pk}$
¹⁾ Для определенных проектов в задании на проектирование может быть установлено более строгое ограничение: $w_{lim} < 0,4 \text{ мм}$.			

Для конструкций, эксплуатация которых предусмотрена в условиях воздействия агрессивной среды (классы экспозиции ХА), предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин устанавливают в соответствии с СН 2.01.07 в зависимости от характеристик окружающей среды.

Для конструкций, эксплуатация которых предусмотрена в условиях воздействия агрессивной среды, следует предусматривать дополнительные мероприятия по их защите от коррозии в соответствии с СН 2.01.07.

(Измененная редакция, Изм. № 1)

Таблица 4.2 — Предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин согласно требованиям обеспечения долговечности

Класс экспозиции согласно таблице 6.9	Предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин согласно требованиям обеспечения долговечности w_{lim} , мм, и ограничения напряжений σ_c , МПа, для элементов				
	железобетонных, постнапряженных с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном и постнапряженных с вторичным сцеплением и уровнем защиты 2 или 3		предварительно напряженных, постнапряженных с вторичным сцеплением и уровнем защиты 1		
	Практически постоянное сочетание воздействий	Характеристическое сочетание воздействий	Практически постоянное сочетание воздействий	Частое сочетание воздействий	Характеристическое сочетание воздействий
X0, XC1	0,40	—	—	0,20	—
XC2, XC3, XC4	0,30		Декомпрессия	0,20	
XD1, XD2, XD3	—	$\sigma_c \leq 0,6f_{ck}^*$	—	Декомпрессия	$\sigma_c \leq 0,6f_{ck}^*$
XF1, XF2, XF3, XF4					
* Значение напряжения допускается увеличивать до $0,66f_{ck}$ при условиях, что толщину защитного слоя увеличивают на 10 мм и обязательно устанавливают косвенное армирование в виде замкнутых поперечных хомутов.					
Примечания 1 В состоянии декомпрессии напрягающие элементы со сцеплением или каналы, в которых расположены напрягающие элементы должны находиться в пределах сжатого бетона на расстоянии не менее 25 мм от нейтральной оси сечения. 2 Уровень защиты 1 — напрягаемая арматура расположена в металлических (гофрированных) каналах; уровень защиты 2 — напрягаемая арматура расположена в каналах из плотного полиэтилена (HDPE); уровень защиты 3 — напрягаемая арматура расположена в каналах из плотного полиэтилена с возможностью мониторинга и контроля натяжения путем измерения электрического сопротивления или другими способами.					

4.2.4.7 Для проверки деформаций бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций используют условие, согласно которому прогибы, углы поворота, перемещения и (или) параметры колебаний конструкции, вызванные расчетными воздействиями (эффектами воздействий) и их сочетаниями, не должны превышать соответствующих предельно допустимых значений, установленных в зависимости от характеристики объекта, с учетом эстетических требований, ограничений повреждений несущих, примыкающих и смежных элементов, отделки и технологического оборудования, а также создавать другие критические ситуации в процессе эксплуатации.

Предельно допустимые значения прогибов устанавливают в соответствии с требованиями ТНПА в техническом задании на проектирование.

С целью компенсации полного прогиба или его части конструкция может иметь начальный выгиб. Для компенсации прогиба от воздействий и их сочетаний элементы конструкции могут иметь выгиб, создаваемый опалубкой на стадии возведения, значение которого не должно превышать 1/250 пролета. Рекомендуемые предельно допустимые значения вертикальных прогибов приведены в таблице 4.3.

Для проверки деформаций железобетонных и предварительно напряженных конструкций допускается использовать зависимость метода эффектом воздействия, воспринимаемого конструктивным элементом, и соответствующими ему деформациями (перемещениями).

Таблица 4.3 — Предельно допустимые значения вертикальных прогибов

Наименование конструкций	Требования пригодности к нормальной эксплуатации в зависимости от критерия		
	ограничение повреждений несущих, примыкающих и смежных элементов, отделки	комфорт пользователя	внешний вид
	Характеристическое сочетание воздействий	Частое сочетание воздействий	Практически постоянное сочетание воздействий
Неэксплуатируемое покрытие (кровля)	Кровельное покрытие: жесткое: $a_2 + a_3 \leq L / 250$ гибкое: $a_2 + a_3 \leq L / 125$	$a_2 + a_3 \leq L / 300$	$a_1 + a_2 - a_c \leq L / 250$
	Потолок: оштукатуренный: $a_2 + a_3 \leq L / 350$ подвесной: $a_2 + a_3 \leq L / 250$		
Перекрытия, эксплуатируемые покрытия	Внутренние разделительные перегородки: неармированные: из хрупкого материала или жесткие: $a_2 + a_3 \leq L / 500$ из нехрупкого материала: $a_2 + a_3 \leq L / 450$ армированные: $a_2 + a_3 \leq L / 350$ перемещаемые: $a_2 + a_3 \leq L / 250$	$a_2 + a_3 \leq L / 300$	$a_1 + a_2 - a_c \leq L / 250$
	Покрытие пола: из жестко закрепленной плитки: $a_2 + a_3 \leq L / 500$ из плитки малых размеров (с размером стороны менее 100 мм): $a_2 + a_3 \leq L / 350$ гибкое: $a_2 + a_3 \leq L / 250$		
	Оштукатуренный потолок: $a_2 + a_3 \leq L / 350$		

Окончание таблицы 4.3

Наименование конструкций	Требования пригодности к нормальной эксплуатации в зависимости от критерия		
	ограничение повреждений несущих, примыкающих и смежных элементов, отделки	комфорт пользователя	внешний вид
	Характеристическое сочетание воздействий	Частое сочетание воздействий	Практически постоянное сочетание воздействий
Рамы и конструкции ограждений	Остекление: при отсутствии гибких узлов сопряжений (отсутствуют зазоры между стеклом и рамой): $a_2 + a_3 \leq L / 1000$ с гибкими узлами сопряжений: $a_2 + a_3 \leq L / 350$	Опоры для моно-рельсов и крановые пути: $a_{\max} \leq L / 600$ $a_{\max} \leq 25 \text{ мм}$	$a_1 + a_2 - a_c \leq L / 250$
Примечания 1 Обозначения, принятые в таблице: a_c — предварительный выгиб конструктивного элемента; a_1 — начальная часть прогиба от постоянных нагрузок; a_2 — длительная часть прогиба от постоянных нагрузок; a_3 — дополнительная часть прогиба от переменных воздействий; $a_{\max}$ — остаточный полный прогиб; определяют: $a_{\max} = a_{\text{tot}} - a_c$, где $a_{\text{tot}} = a_1 + a_2 + a_3$ — полный прогиб; L — длина пролета. 2 Для консольных элементов L следует принимать равной двойному вылету консоли.			

Зависимость «изгибающий момент — кривизна» (угол поворота) допускается принимать в виде графика, состоящего из трех линейных отрезков, соответствующих стадиям работы конструкции: до образования трещин; с трещинами при упругой работе арматуры и при неупругих деформациях арматуры и бетона непосредственно до достижения конструкцией предельного состояния (рисунок 4.1).

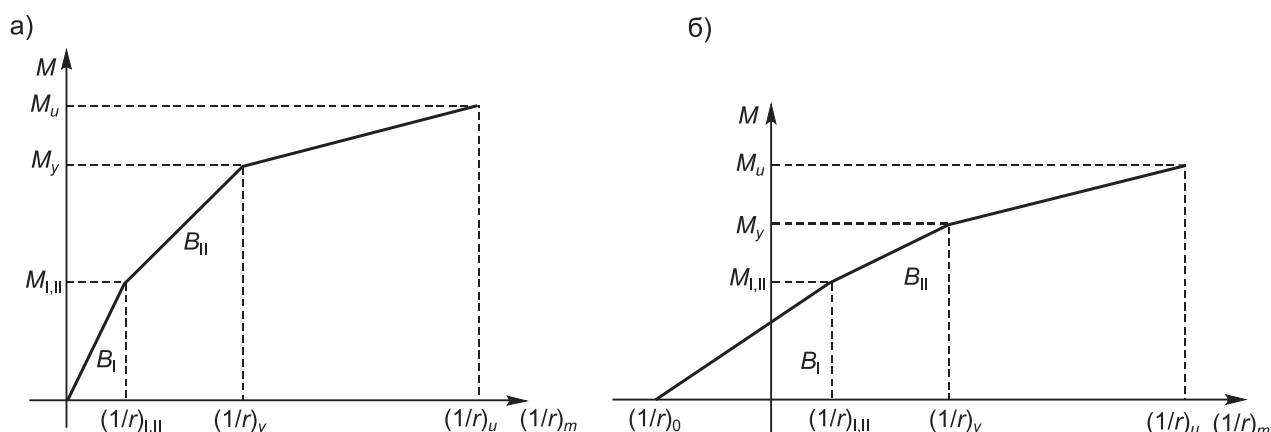


Рисунок 4.1 — Графики зависимости «изгибающий момент — кривизна»:
 а — для железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой;
 б — для предварительно напряженных железобетонных конструкций

Горизонтальные перемещения конструктивной системы следует определять в соответствии с рисунком 4.2.

Рекомендуемые предельно допустимые значения горизонтальных перемещений приведены в таблице 4.4.

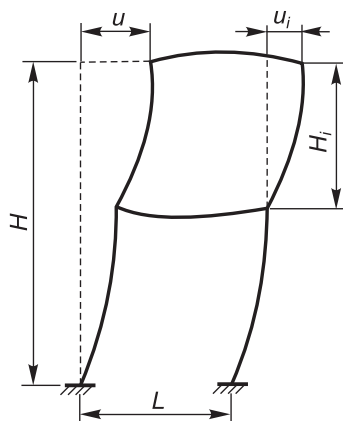


Рисунок 4.2 — Схема для определения горизонтальных перемещений

Таблица 4.4 — Предельно допустимые значения горизонтальных перемещений

Наименование показателя	Предельно допустимые значения горизонтальных перемещений в зависимости от критерия		
	ограничение повреждений несущих, примыкающих и смежных элементов, отделки	комфорт пользователя	внешний вид
	Характеристическое сочетание воздействий	Частое сочетание воздействий	Практически постоянное сочетание воздействий
Полное горизонтальное перемещение u	Одноэтажные здания: $u \leq H / 400$	$u \leq H / 250$	$u_i \leq H_i / 250$
	Многоэтажные здания: $u \leq H / 500$		
Горизонтальное перемещение на высоте отдельного этажа u_i	Перегородки из хрупкого материала: $u_i \leq H_i / 500$ $u_i \leq 6 \text{ мм}$	Опоры монорельсов и крановых путей $u \leq L / 800$ $u \leq 20 \text{ мм}$ $u_i \leq H_i / 400$	
	Перегородки из нехрупкого материала: $u_i \leq H_i / 200$		
	Промышленные здания: $u_i \leq H_i / 150$		

При проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности учитывают воздействия от колебаний (вибрации) в тех случаях, когда собственная частота колебаний конструкции или ее элемента менее критических значений, зависящих от назначения здания и источника колебаний. Рекомендуемые критические значения собственной частоты колебаний для конструкций, подверженных вынужденным колебаниям, приведены в таблице 4.5.

Если собственная частота колебаний конструкции менее критического значения, приведенного в таблице 4.5, следует выполнять точный статический анализ для определения динамической реакции конструкции с учетом демпфирования.

Таблица 4.5 — Критические значения собственной частоты колебаний конструкции

Конструкции зданий (элементов зданий)	Критическое значение собственной частоты колебаний конструкции, Гц
Конструкции	
больниц, лабораторий	10
гимнастических и спортивных залов	8
танцевальных залов	7
концертных залов:	
без стационарных сидений	7
со стационарными сидениями	5
перекрытий, лестниц и балконов	5

4.2.5 Значения частных коэффициентов для проверки предельных состояний

4.2.5.1 При проверках предельных состояний несущей способности значение частного коэффициента, применяемого к эффектам воздействий, вызванных усадкой бетона, γ_{SH} принимают равным 1,0.

4.2.5.2 При проверках предельных состояний несущей способности значения частных коэффициентов $\gamma_{p,fav}$ и $\gamma_{p,unfav}$, применяемых к усилиям обжатия в предварительно напряженных конструкциях, принимают в соответствии с СН 2.01.01.

4.2.5.3 Значения частных коэффициентов γ_c и γ_s для материалов принимают по таблице 4.6.

Таблица 4.6 — Значения частных коэффициентов γ_c и γ_s для материалов

Предельное состояние (расчетная ситуация)	γ_c для бетона	γ_s для арматуры (ненапрягаемой и напрягаемой)
Предельные состояния несущей способности (STR согласно СН 2.01.01)	1,50	1,15
Постоянная и переходная расчетная ситуация		
Усталость (FAT согласно СН 2.01.01)		
Особая расчетная ситуация	1,20	1,00
Предельные состояния эксплуатационной пригодности	1,00	

4.2.5.4 Значения частных коэффициентов γ_c и γ_s для материалов допускается корректировать при выполнении мероприятий по снижению неопределенностей расчетных моделей сопротивления для сечений элемента конструкции. Пониженные значения частных коэффициентов $\gamma_{c,red}$ и $\gamma_{s,red}$ для материалов и условия, при которых допускается выполнять их корректировку, приведены в таблице 4.7.

Таблица 4.7 — Пониженные значения частных коэффициентов $\gamma_{c,red}$ и $\gamma_{s,red}$

Условия для понижения частного коэффициента	$\gamma_{c,red}$	$\gamma_{s,red}$
1 Применение сертифицированной системы контроля качества, уменьшение допусков и отклонений (повышение точности изготовления)	1,4 ³⁾	1,1
2 Использование в расчетных моделях сопротивления пониженных или измеренных значений геометрических параметров	1,45 ^{1),3)}	
3 Оценивание прочности бетона в изготовленной конструкции	0,85 $\gamma_c^{2),4)}$	1,15

Окончание таблицы 4.7

- ¹⁾ Допускается понижение коэффициента до 1,35 при условии, что фактическое значение коэффициента вариации прочности бетона для сертифицированного производства не превышает 10 %.
- ²⁾ Допускается понижение коэффициента, но не менее чем до 1,3, при условии выполнения требований 1 настоящей таблицы.
- ³⁾ Для расчета характеристической прочности бетона в соответствии с настоящими строительными правилами.
- ⁴⁾ Применяется к характеристической прочности бетона на сжатие, установленной в соответствии с СТБ EN 13791, в существующей конструкции.

5 Статический анализ конструкций**5.1 Общие положения**

5.1.1 Целью статического анализа является установление значений и распределение эффектов воздействий в виде внутренних усилий, напряжений, относительных деформаций и перемещений во всей конструкции в целом или в ее части. При необходимости дополнительно выполняют расчет элементов конструкций на местное действие нагрузок.

5.1.2 Расчет элементов конструкций на местное действие нагрузок производят в случаях, когда не выполняется гипотеза плоских сечений, например:

- в непосредственной близости к опорам;
- в непосредственной близости к местам приложения сосредоточенных сил;
- в узлах пересечения балок и колонн;
- в зонах анкеровки напрягающих элементов;
- в местах резкого изменения поперечного сечения.

5.1.3 При выполнении статического анализа применяют идеализацию геометрии конструкции и ее поведения.

5.1.4 При выполнении статического анализа конструкций учитывают влияние геометрии и свойств конструкции на ее поведение на всех этапах ее возведения.

5.1.5 При выполнении статического анализа используют следующие идеализированные модели поведения конструкции:

- линейно-упругое;
- линейно-упругое с ограниченным перераспределением усилий;
- пластическое (включая модели стержневой системы);
- нелинейное.

5.2 Случаи нагружения и сочетания воздействий

При составлении расчетных сочетаний воздействий следует рассматривать все возможные расчетные случаи (варианты нагружений).

Примечание — Рекомендуется применять следующие упрощенные варианты нагружений для зданий:

а) каждый второй пролет загружен переменными и постоянными расчетными нагрузками — $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$,

при нагружении других пролетов только постоянной нагрузкой — $\gamma_G G_k + P_m$;

б) два любых смежных пролета загружены переменными и постоянными расчетными нагрузками — $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$, при нагружении других пролетов только постоянной расчетной нагрузкой — $\gamma_G G_k + P_m$.

5.3 Эффекты второго порядка

5.3.1 При проверке предельных состояний несущей способности эффекты второго порядка учитывают только в случаях, если они снижают сопротивление конструктивного элемента в критических сечениях или оказывают влияние на общую устойчивость положения конструкции.

5.3.2 Эффекты второго порядка следует учитывать в соответствии с 8.1.6.

5.4 Геометрические несовершенства

5.4.1 При выполнении статического анализа конструкций и их элементов учитывают неблагоприятные эффекты, вызванные отклонениями геометрических размеров конструкций и расположения нагрузок.

Примечание — Отклонения размеров поперечного сечения, как правило, учтены в значениях частных коэффициентов для материалов, если значения данных коэффициентов приняты в соответствии с требованиями настоящих строительных правил.

Максимальные отклонения от номинальных геометрических размеров могут быть установлены требованиями ТНПА или для конкретного проекта по согласованию между заказчиком и проектировщиком. В этом случае при выполнении проверок предельных состояний влияние геометрических несовершенств учитывают в расчетах, основываясь на принятых максимальных отклонениях, умноженных на коэффициент 1,2.

5.4.2 Геометрические несовершенства конструкции учитывают при проверках предельных состояний несущей способности в постоянных и особых расчетных ситуациях.

5.4.3 При проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности геометрические несовершенства конструкции не учитывают.

5.4.4 Геометрические несовершенства конструкции могут быть выражены углом наклона θ_i , который определяют по формуле

$$\theta_i = \alpha_h \alpha_m \cdot \frac{1}{200}, \quad (5.1)$$

где α_h — понижающий коэффициент, учитывающий влияние длины или высоты; определяют по формуле

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} \begin{cases} \geq 2/5; \\ \leq 1,0 \end{cases}, \quad (5.2)$$

здесь l — длина или высота, м; определяют согласно 5.4.5;

α_m — понижающий коэффициент, учитывающий влияние количества несущих вертикальных элементов; определяют по формуле

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}, \quad (5.3)$$

здесь m — количество несущих вертикальных элементов конструкции на одном этаже, воспринимающих значительную долю вертикальных нагрузок, отклонения которых от вертикали влияют на рассматриваемый эффект воздействия.

5.4.5 Значения l и m следует принимать в зависимости от рассматриваемого эффекта воздействия:

— на отдельный (отдельно стоящий) элемент: l — фактическая длина элемента; $m = 1$;

— на раскрепляющую систему: l — высота здания; m — количество несущих вертикальных элементов конструкции на одном этаже, участвующих в восприятии горизонтального усилия в связевой системе;

— на диафрагмы (диски) перекрытия или покрытия, распределяющие горизонтальные нагрузки: l — высота этажа; m — количество несущих вертикальных элементов конструкции на этажах, участвующих в восприятии общего горизонтального усилия, воспринимаемого перекрытием.

5.4.6 Для отдельных (отдельно стоящих) элементов влияние геометрических несовершенств может быть учтено двумя способами:

а) для статически определимых элементов — как эксцентриситет e_i , определяемый по формуле

$$e_i = \frac{\theta_i l_0}{2}, \quad (5.4)$$

где l_0 — расчетная длина элемента; определяют в соответствии с 8.1.6.6.

Для стен и отдельных (отдельно стоящих) колонн в связевых системах значение эксцентриситета e_i во всех случаях допускается принимать: $e_i = l_0 / 400$; $\alpha_h = 1$;

б) для статически определимых и статически неопределимых элементов — как фиктивное горизонтальное усилие H_i (рисунок 5.1 а)), рассматриваемое в положении, при котором создается максимальный момент, определяемое по формулам:

— для нераскрепленных элементов

$$H_i = \theta_i N_{Ed}; \quad (5.5)$$

— для раскрепленных элементов

$$H_i = 2\theta_i N_{Ed}, \quad (5.6)$$

где N_{Ed} — расчетная продольная сила.

Альтернативно (например, для арок) геометрические несовершенства конструкции могут быть приняты путем аффинных преобразований к определяющей форме потери устойчивости. Каждая форма потери устойчивости может быть идеализирована синусоидальным профилем. Амплитуду a_i определяют по формуле

$$a_i = \theta_i l_{iaw} / 2, \quad (5.7)$$

где l_{iaw} — длина полуволны синусоиды.

Для стен и отдельных (изолированных) колонн в раскрепленных системах (связевых системах) как упрощение может быть принято значение угла наклона $\theta_i = 1 / 200$, соответствующее $a_i = 1$.

Усилие H_i может быть заменено некоторым другим эквивалентным горизонтальным (поперечным) воздействием. Поскольку усилие H_i является фиктивным, оно не должно суммироваться с усилиями, передаваемыми отдельным элементом на другие элементы конструкции.

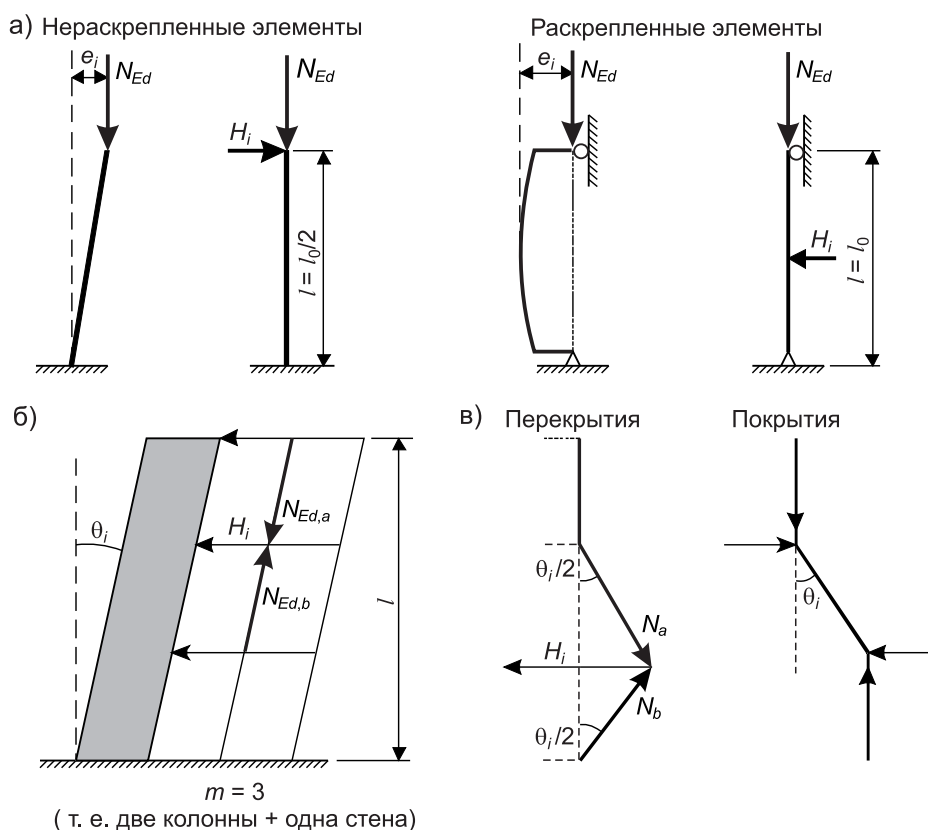


Рисунок 5.1 — Схемы влияния геометрических несовершенств на конструкции:

- а** — отдельные элементы с продольным усилием, приложенным с эксцентриситетом или горизонтальным усилием;
- б** — раскрепленную систему;
- в** — горизонтальную диафрагму (диск перекрытия или покрытия)

5.4.7 Для элементов конструкций влияние отклонения θ_i может быть представлено фиктивными поперечными (горизонтальными) усилиями, определяемыми по формулам (5.8)–(5.10), которые учитывают при расчете конструкции вместе с другими воздействиями. При этом равные по величине и противоположно направленные силы должны быть приложены на уровне фундамента таким образом, чтобы на фундаменты не передавались никакие реакции от этих фиктивных сил.

Горизонтальное усилие на раскрепляющую систему (рисунок 5.1 б)) определяют по формуле

$$H_i = \theta_i \cdot (N_{Ed,b} - N_{Ed,a}), \quad (5.8)$$

где $N_{Ed,a}$, $N_{Ed,b}$ — расчетные значения продольных и осевых сил соответственно.

Общий эффект геометрических несовершенств может быть учтен при проектировании конструкции или конструктивной системы путем приложения эквивалентных горизонтальных нагрузок на уровне

центра тяжести отдельного диска перекрытия. В этом случае нагрузку определяют по формуле (5.8), заменяя $(N_{Ed,b} - N_{Ed,a})$ полной вертикальной нагрузкой, действующей на рассматриваемый диск перекрытия.

Горизонтальное усилие на горизонтальную диафрагму (диск перекрытия) (рисунок 5.1 в)) определяют по формуле

$$H_i = \theta_i \cdot \frac{N_{Ed,b} + N_{Ed,a}}{2}. \quad (5.9)$$

Горизонтальное усилие на горизонтальную диафрагму (диск покрытия) (рисунок 5.1 в)) определяют по формуле

$$H_i = \theta_i N_{Ed,a}. \quad (5.10)$$

При определении эффектов воздействий первого порядка от основного или особого сочетания воздействий, горизонтальное усилие H для конкретного случая нагружения рассматривают как соответствующую продольную силу N .

5.4.8 Для учета геометрических несовершенств, вызванных отклонениями, полученными при производстве работ, в качестве альтернативного упрощения при расчете стен и отдельных колонн в reinforced системах допускается использовать эксцентриситет $e_i = l_0 / 400$.

5.5 Идеализация конструкций

5.5.1 Расчетные модели

5.5.1.1 Для идеализации конструкций применяют расчетные модели, учитывающие и максимально точно отображающие статические и геометрические граничные условия, а также условия передачи опорных реакций.

Примечания

1 Балкой считается элемент конструкции, для которого пролет составляет не менее трехкратной высоты поперечного сечения. В других случаях его считают балкой-стенкой.

2 Плитой считается элемент конструкции, для которого минимальный размер в плане составляет не менее ее пятикратной толщины; плиту, нагруженную преимущественно равномерно распределенной нагрузкой, допускается рассматривать как изгибаемую в одном направлении при условии:

- наличия двух свободных (не опертых) и практически параллельных сторон;
- если плита является средней частью прямоугольной плиты, опертой по четырем сторонам, при отношении длинного пролета к короткому не менее 2.

В других случаях плиту считают изгибаемой в двух направлениях.

3 Колонной считается элемент конструкции, высота поперечного сечения которого не более его четырехкратной ширины, а общая длина составляет не менее его трехкратной высоты. В других случаях колонну рассматривают как стену.

5.5.1.2 Ребристые, кессонные плиты, плиты с пустотообразователями при выполнении статических расчетов могут рассматриваться как неразрезные элементы конструкции, при условии что полка или верхняя стенка и поперечные ребра имеют достаточную крутильную жесткость, т. е.:

- расстояние между ребрами не превышает 1500 мм;
- высота ребер, расположенных ниже полки, не превышает четырехкратной ширины ребра или расстояния между пустотами;
- высота полки составляет не менее 1/10 расстояния в свету между ребрами или 50 мм, при этом большее значение является определяющим;
- предусмотрены поперечные ребра, между которыми расстояние в свету составляет не более десятикратной общей высоты плиты.

Толщину полки допускается уменьшать до 40 мм, если между ребрами предусмотрено стационарное размещение заполняющих блоков (пустотообразователей).

5.5.1.3 Для статического анализа конструкций и конструктивных систем со значительной асимметрией в геометрии или схемах приложения нагрузки следует применять 3D-модели или скорректированные плоские модели.

5.5.2 Геометрические параметры

Эффективная ширина полки при проверках предельных состояний

5.5.2.1 Эффективная ширина полки тавровых балок, в пределах которой может быть принято равномерное распределение нормальных к сечению напряжений, зависит от размеров стенки и полки балки, вида нагрузки, пролета, условий опирания и поперечного армирования.

Влияние неравномерного распределения напряжений по ширине полки таврового сечения рассматривают при проверке предельных состояний несущей способности для исключения возможности хрупкого разрушения, а также при проверках предельного состояния эксплуатационной пригодности для ограничения напряжений или перемещений.

5.5.2.2 При отсутствии более обоснованных данных, эффективную ширину полки b_{eff} элементов таврового сечения рассчитывают на основании расстояния между точками нулевых моментов l_0 , как приведено на рисунке 5.2. При этом должны быть выполнены следующие условия:

- нагрузка — преимущественно равномерно распределенная;
- поперечные сечения балки — постоянны на всей ее длине;
- длина вылета консоли l_3 — не более половины длины смежного пролета;
- отношение между длинами смежных пролетов — от 2/3 до 1,5.

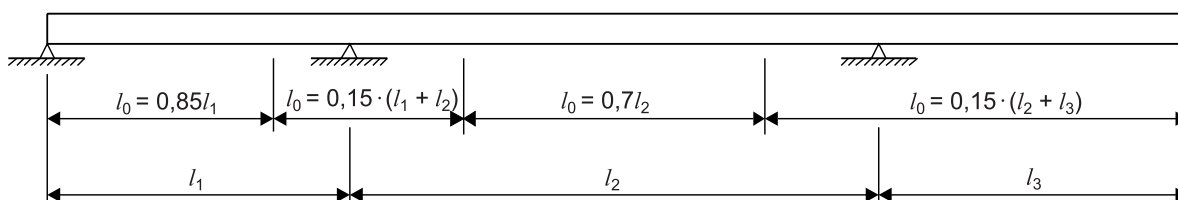


Рисунок 5.2 — Схема определения l_0 для расчета эффективной ширины полки

5.5.2.3 Эффективную ширину полки b_{eff} балок таврового сечения и L-образных балок определяют по формуле

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b. \quad (5.11)$$

При этом $b_{eff,i}$ должно отвечать условиям:

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0, \quad (5.12)$$

$$b_{eff,i} \leq b_i. \quad (5.13)$$

Обозначения величин в формулах (5.11) и (5.12) приведены на рисунках 5.2 и 5.3.

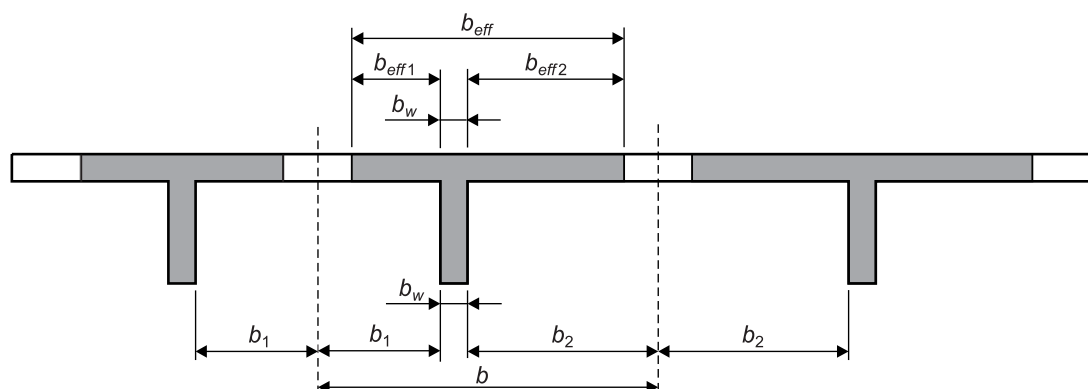


Рисунок 5.3 — Схема определения эффективной ширины полки

5.5.2.4 При выполнении расчетов, не требующих высокой точности, допускается принимать постоянную ширину полки для всего пролета. В этом случае значение эффективной ширины полки допускается принимать как для сечения пролетного элемента конструкции.

Эффективный пролет балок и плит**5.5.2.5 Эффективный пролет l_{eff} определяют по формуле**

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2, \quad (5.14)$$

где l_n — расстояние в свету между краями опор.

Значения a_1 и a_2 для обоих концов пролета определяют по рисунку 5.4, где t — ширина опоры.

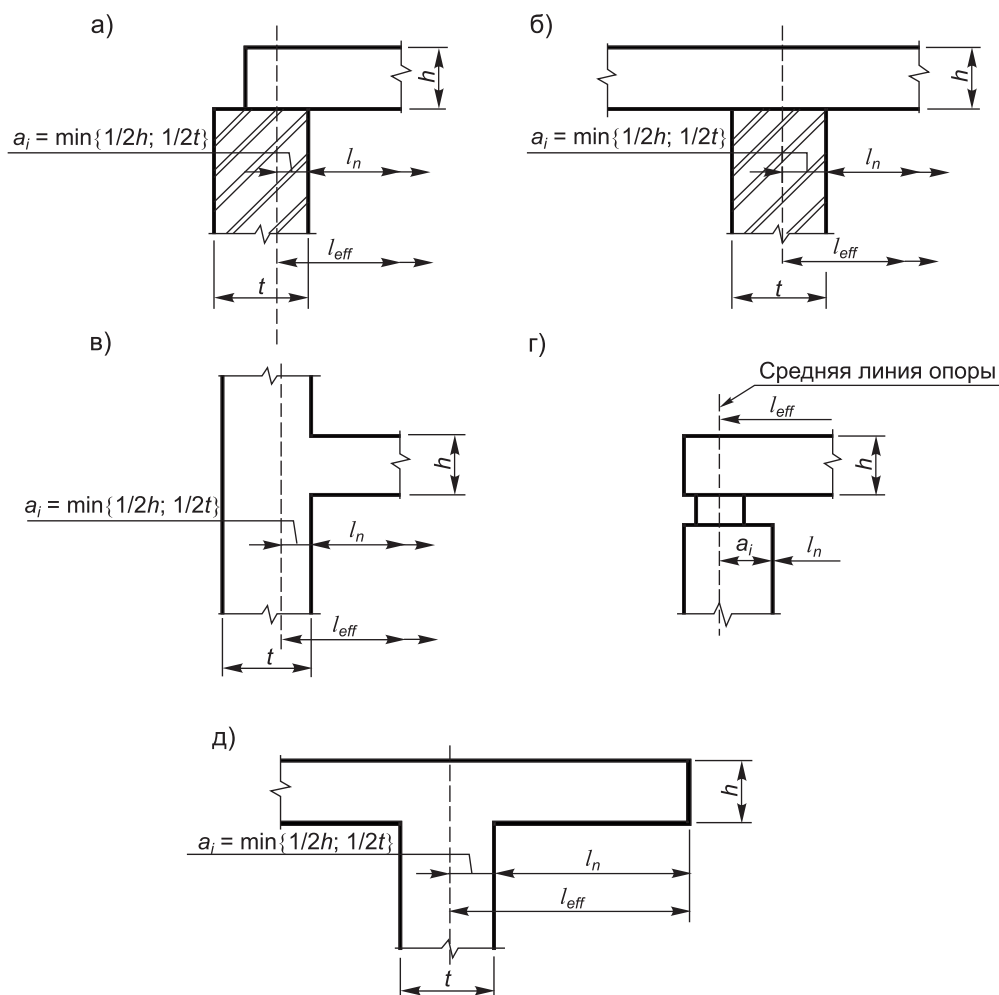


Рисунок 5.4 — Схемы для определения эффективного пролета l_{eff}

при различных условиях опирания элементов:

а — разрезных;

б — неразрезных;

в — с полным защемлением на опоре;

г — с опиранием через промежуточную прокладку;

д — консольных

5.5.2.6 Неразрезные плиты и балки рассчитывают, как правило, при условии отсутствия ограничения углов поворота на опорах.

5.5.2.7 При монолитном соединении балки и плиты с опорами критический опорный расчетный изгибающий момент следует определять по грани опоры. Расчетный изгибающий момент и реакции, передающиеся на опору (например, колонну, стену и т. п.), определяют как наибольшие из значений, полученных из линейно-упругого анализа и анализа с учетом перераспределения усилий.

Примечание — Момент по грани опоры с учетом перераспределения из-за податливости узла опирания должен составлять не менее 65 % от значения момента, полученного при полной заделке (жестком защемлении) конца элемента.

5.5.2.8 В случае когда поддерживающий элемент моделируется линейной или точечной опорой, пиковое (максимальное) значение изгибающего момента на линейной или точечной опоре может

быть снижено на основе принятого распределения опорной реакции. При равномерном распределении опорной реакции по площадке опирания, пиковый опорный момент допускается снижать на величину ΔM_{Ed} , определяемую по формуле

$$\Delta M_{Ed} = \frac{F_{Ed, sup} t}{8}, \quad (5.15)$$

где $F_{Ed, sup}$ — расчетное значение опорной реакции от нагрузки, приложенной на балку или плиту;
 t — ширина опорного элемента.

Примечание — При использовании специальных опор значение t считается шириной опоры.

5.6 Методы статического анализа и расчетные модели сопротивлений

5.6.1 Линейно-упругий анализ

5.6.1.1 Линейно-упругий анализ конструкций, основанный на положениях теории упругости, применяют для определения эффектов воздействий (внутренних усилий) при проверках условий предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности.

5.6.1.2 Для определения эффектов воздействий линейно-упругий анализ может быть применен при выполнении следующих условий:

- а) конструкция работает без трещин;
- б) соблюдается линейная зависимость между напряжениями и относительными деформациями;
- в) принимается среднее значение модуля упругости;
- г) не учитываются эффекты от поперечных деформаций материала.

При выполнении статического анализа учитывают снижение жесткости в локальных областях элементов конструкций, в которых образуются трещины при соответствующем сочетании нагрузок.

5.6.1.3 Для эффектов воздействий, вызванных температурными деформациями, осадками и усадкой бетона при проверке предельного состояния несущей способности, следует учитывать пониженную жесткость для сечений с трещинами, исключая из расчета сопротивление бетона в растянутой зоне сечения, учитывая дополнительные эффекты от ползучести бетона в сжатой зоне сечения. При проверке предельных состояний эксплуатационной пригодности от действия эффектов от вынужденных деформаций учитывают образование трещин.

5.6.2 Линейно-упругий анализ с ограниченным перераспределением усилий

5.6.2.1 Линейно-упругий анализ с ограниченным перераспределением усилий применяется для расчета элементов конструкции при выполнении проверки предельных состояний несущей способности.

5.6.2.2 На всех стадиях анализа должно быть учтено влияние любого перераспределения моментов.

5.6.2.3 Изгибающие моменты, полученные линейно-упругим анализом, перераспределяют таким образом, чтобы моменты, полученные после перераспределения, находились в равновесии с действующими нагрузками.

5.6.2.4 Линейно-упругий анализ с ограниченным перераспределением усилий может применяться для проверки предельных состояний несущей способности без дополнительной проверки способности сечений к повороту при выполнении следующих условий:

- все элементы конструкции или конструктивной системы подвержены преимущественно изгибу (не учитываются эффекты второго порядка);
- отношение длин соседних (смежных) пролетов неразрезных балок и плит составляет от 0,5 до 2,0;
- значение коэффициента δ_M , определяемого как отношение опорного момента после перераспределения усилий к изгибающему моменту до перераспределения усилий, полученного из линейно-упругого анализа, определяют по формуле

$$\delta_M = \frac{1}{1 + 0,7 \varepsilon_{cu} E_s / f_{yd}} + \frac{x_u}{\alpha}, \begin{cases} \geq 0,7 & \text{— для арматуры классов В и С;} \\ \geq 0,8 & \text{— для арматуры класса А.} \end{cases} \quad (5.16)$$

При расчете предварительно напряженных элементов конструкции f_{yd} в формуле (5.16) заменяют на f , определяемое по формуле

$$f = \frac{(f_{pd} - \sigma_{pm, \infty}) \cdot A_p + f_{yd} A_s}{A_p + A_s}, \quad (5.17)$$

где $\sigma_{pm, \infty}$ — значение длительных напряжений в напрягающем элементе конструкции в состоянии декомпрессии.

5.6.2.5 Перераспределение усилий (эффектов воздействий) не применяют в тех случаях, когда невозможно определить способность сечения к повороту (например, в углах рам, проектируемых с применением предварительного напряжения).

5.6.2.6 При проверке предельных состояний несущей способности колонн применяют значения эффектов воздействий (изгибающих моментов), полученные из линейно-упругого анализа рам без учета перераспределения усилий.

5.6.3 Пластический анализ

Общие положения

5.6.3.1 Пластический анализ применяют при проверке предельных состояний несущей способности.

5.6.3.2 Пластическая деформативность критических поперечных сечений, определяющая их способность к повороту, должна быть достаточной для достижения прогнозируемой схемы разрушения с образованием пластических шарниров.

5.6.3.3 Пластический анализ основывается на теореме о нижнем пределе несущей способности (статический подход метода предельного равновесия). Пластический анализ, основанный на теореме о верхнем пределе несущей способности (кинематический подход метода предельного равновесия), допускается применять при наличии достоверных опытных данных о реализации предполагаемого механизма разрушения (схемы образования пластических шарниров) при наступлении предельного состояния проектируемой конструкции.

5.6.3.4 Пластический анализ применяют только в случае армирования элементов конструкции арматурой с физическим пределом текучести (классов В и С).

5.6.3.5 При пластическом анализе используют только горизонтальный участок диаграммы деформирования $\sigma_s - \varepsilon_s$ для арматуры.

Пластический анализ балок, рам и плит без проверки способности сечений к пластическому повороту

5.6.3.6 Пластический анализ элементов конструкций без проверки способности сечений к пластическому повороту допускается применять при проверке предельных состояний несущей способности, если выполняются следующие условия:

а) площадь сечения растянутой арматуры ограничена так, что в любом поперечном сечении, где предполагается образование пластического шарнира, относительная высота сжатой зоны сечения удовлетворяет неравенствам:

$x_u / d \leq 0,25$ — для бетонов класса по прочности на сжатие не выше С50/60;

$x_u / d \leq 0,15$ — то же С55/67;

б) применяют арматуру классов В или С;

в) отношение моментов на промежуточных опорах к моментам в пролете составляет от 0,5 до 2,0.

5.6.3.7 При проверке колонн учитывают максимальные пластические моменты, которые могут передаваться примыкающими элементами конструкции в узловых соединениях. В узлах сопряжения колонн и плит плоских перекрытий этот момент учитывают при проверке на местный срез (продавливание).

Пластический анализ балок, рам и плит при проверке способности сечений к пластическому повороту

5.6.3.8 Проверку способности сечений к пластическому повороту считают выполненной, если при соответствующем сочетании воздействий угол пластического поворота θ_s не превышает допустимого значения $\theta_{pl,d}$ (рисунок 5.5).

5.6.3.9 В локальной области элемента конструкции, в которой образуется пластический шарнир отношение x_u / d должно составлять не более 0,45 — для бетонов классов по прочности на сжатие не выше С50/60 и 0,35 — для бетонов классов по прочности на сжатие не ниже С55/67.

5.6.3.10 Угол пластического поворота θ_s определяют с применением расчетных значений воздействий (эффектов воздействий), прочностных и деформативных свойств материалов, а также средних значений предварительного напряжения для рассматриваемого момента времени.

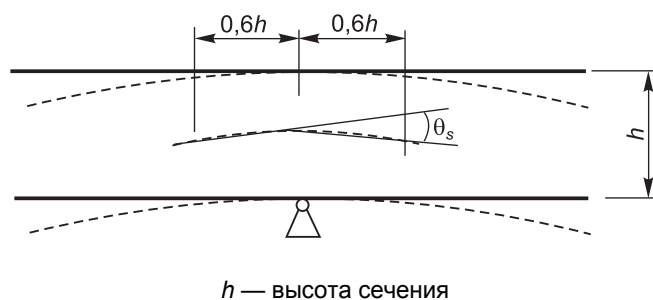


Рисунок 5.5 — Схема определения угла пластического поворота θ_s для армированных поперечных сечений неразрезных балок и неразрезных плит, работающих в одном направлении

5.6.3.11 При отсутствии более точных методов значение $\theta_{pl,d}$ допускается определять по графикам, приведенным на рисунке 5.6.

Примечание — Для напрягаемой арматуры преднапряженных конструкций применяют графики как для арматуры класса В.

Значения $\theta_{pl,d}$ для бетона классов по прочности на сжатие от C55/67 до C90/105 допускается определять по интерполяции. Значения, приведенные на рисунке 5.6, распространяются на элементы с поперечной гибкостью $\lambda_v = 3,0$. Для других значений поперечной гибкости λ_v , значение $\theta_{pl,d}$ умножают на коэффициент k_λ , который определяют по формуле

$$k_\lambda = \sqrt{\frac{\lambda_v}{3}}. \quad (5.18)$$

Поперечную гибкость λ_v определяют как отношение расстояния между нулевой и максимальной точками моментов после перераспределения эффектов воздействий к эффективной высоте сечения d .

Значения поперечной гибкости λ_v допускается определять из отношения согласованных расчетных значений изгибающего момента и поперечного усилия по формуле

$$\lambda_v = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}d}. \quad (5.19)$$

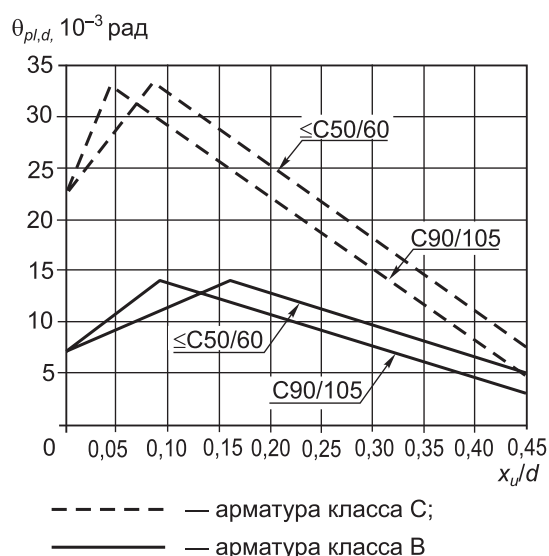


Рисунок 5.6 — График определения основных допустимых значений угла пластического поворота $\theta_{pl,d}$ для поперечных сечений железобетонного элемента, армированных сталью классов В и С, для поперечной гибкости $\lambda_v = 3,0$

5.6.4 Расчет по модели «распорки — тяжи»

5.6.4.1 Модель «распорки — тяжи» следует применять для определения эффектов воздействий в элементах конструкций (например, высокие балки, стены), а также в локальных местах (сечениях) конструкции в тех случаях, когда не выполняется гипотеза плоских сечений.

5.6.4.2 Эффекты воздействий в распорках и тяжах определяют на основании линейного, нелинейного или пластического анализа.

5.6.5 Нелинейный анализ

5.6.5.1 При выполнении нелинейного анализа руководствуются СН 2.01.01, а также специальным форматом безопасности в соответствии с приложением Б.

5.6.5.2 При применении нелинейного анализа при проверках предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности обеспечивают выполнение условий равновесия, совместности деформаций и применяют соответствующие физические зависимости (модели), детально описывающие нелинейное поведение бетона и арматуры, а также моделирующие условия их совместной работы. При выполнении нелинейного анализа учитывают длительные деформации бетона (усадку и ползучесть).

5.6.5.3 Нелинейные модели железобетона, применяемые при проектировании конструкций, верифицируют на основе опытных данных, аналитических решений, результатов стандартных испытаний материалов и конструкций. Целью верификации является определение статических параметров ошибки моделирования расчетной модели.

5.6.5.4 При значительном влиянии свойств материалов (например, прочности на растяжение или коэффициента интенсивности напряжений для бетона) на результаты анализа, необходимо выполнять исследование чувствительности модели сопротивления конструкции на изменение этих свойств.

5.6.6 Расчетные модели сопротивления

5.6.6.1 Проверки предельных состояний бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций производят при действии изгибающих и крутящих моментов, продольных и поперечных сил, возникающих в конструкциях от различных воздействий, а также на местное действие нагрузки.

Проверки предельных состояний бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций по методу частных коэффициентов производят с использованием следующих расчетных моделей сопротивления:

- модели сечений (нормальных к продольной оси конструкции, наклонных, пространственных) или блочной модели;

- стержневой модели (осевой, плоской, пространственной).

Проверки предельных состояний бетонных конструкций с напрягаемой арматурой производят по общим правилам с учетом дополнений, изложенных в разделе 8.

5.6.6.2 Проверки предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности конструкций (трещиностойкость и деформации) при действии изгибающих моментов и продольных сил (сжимающих и растягивающих) для любой формы поперечных сечений, любого расположения арматуры в пределах сечения и произвольной системы усилий, вызванных расчетными воздействиями, производят на основе общей деформационной расчетной модели сопротивления для сечений, нормальных к продольной оси конструкции (основная модель), включающей:

- уравнения равновесия моментов и продольных сил в сечении, нормальном к продольной оси конструкции;

- зависимости, устанавливающие взаимосвязь между напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры, в виде диаграмм деформирования (состояния) материалов, приведенных в разделе 6;

- уравнения совместности, определяющие распределение относительных деформаций в бетоне и арматуре по сечению, нормальному к продольной оси конструкции, исходя из гипотезы плоских сечений. При этом относительные деформации арматуры, имеющей сцепление с бетоном, принимают как для окружающего бетона;

- зависимости, описывающие совместное деформирование бетона и арматуры на участках между трещинами, нормальными к продольной оси конструкции.

5.6.6.3 При проверках предельных состояний элементов конструкций любой формы сечений, нормальных к продольной оси, при любом расположении арматуры и произвольных сочетаниях эффектов воздействий допускается использовать следующие уравнения равновесия моментов и продольных сил, действующих в рассматриваемом сечении, совместно с уравнениями, описывающими распределение деформаций по сечению, на любом уровне загрузки:

$$\{F\} = [R\{F\}, S] \cdot \{U(\{F\}, S)\}, \quad (5.20)$$

где $\{F\} = \{N_{Ed,z}, M_{Ed,x}, M_{Ed,y}\}^T$ — вектор-столбец усилий, вызванных действием расчетных воздействий в рассматриваемом сечении конструкции;

$\{U(\{F\}, S)\} = \left\{ \varepsilon_z, \frac{1}{r_x}, \frac{1}{r_y} \right\}^T$ — вектор-столбец деформаций рассматриваемого сечения, являющийся функцией внешних сил $\{F\}$ и обобщенных геометрических параметров сечения S ;

$[R\{F\}, S]$ — матрица жесткостей для рассматриваемого сечения, компоненты которой являются функцией внешних сил $\{F\}$, геометрических параметров сечения S и корректируются в зависимости от уровня нагружения по диаграммам деформирования (состояния) $\sigma - \varepsilon$ для материалов, принимаемых в соответствии с разделом 6;

$\varepsilon_z, \frac{1}{r_x}, \frac{1}{r_y}$ — соответственно относительная деформация продольной оси элемента и кривизна в плоскостях, совпадающих с осями x и y .

5.6.6.4 Напряжения в арматуре и бетоне определяют по диаграммам деформирования (состояния) материалов, исходя из величины суммарных относительных деформаций от всех эффектов воздействий и их сочетаний, включая начальные и развивающиеся в процессе эксплуатации конструкции (усадка, ползучесть, набухание, предварительное напряжение, самонапряжение и т. п.).

5.6.6.5 В упрощенных моделях сопротивления распределение относительных деформаций бетона и растянутой арматуры на длине участка между трещинами допускается принимать равномерным, с усредненными значениями относительных деформаций бетона и арматуры.

5.6.6.6 При отсутствии сцепления арматуры с бетоном расчет следует производить на основе расчетной модели, учитывающей равномерное удлинение (укорочение) арматуры по длине участка конструкции в местах отсутствия сцепления арматуры с бетоном.

5.6.6.7 Сопротивление железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового поперечных сечений с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и сжатой граней элемента, выполненного из бетона классов по прочности на сжатие не выше C50/60 или LC35/38, когда изгибающие моменты и продольные силы, вызванные расчетными воздействиями, действуют в плоскости симметрии сечения, допускается рассчитывать, принимая прямоугольную эпюру распределения напряжений в бетоне эффективной сжатой зоны сечения.

5.6.6.8 Проверку предельного состояния несущей способности железобетонных конструкций при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил производят на основе общей деформационной расчетной модели сопротивления, используя следующее:

— уравнения равновесия для железобетонного элемента в условиях плоского напряженного состояния;

— уравнения совместности деформаций для железобетонного элемента в условиях плоского деформированного состояния;

— трансформированные диаграммы деформирования для элемента с диагональными (наклонными) трещинами, приведенные в разделе 6;

— диаграммы деформирования для арматуры, приведенные в разделе 6;

— зависимости, связывающие касательные напряжения и перемещения в сечении, проходящем вдоль диагональной (наклонной) трещины;

— зависимости, связывающие касательные напряжения и взаимные смещения арматурного стержня и бетона на участках между трещинами.

5.6.6.9 Для сечений простой геометрической формы (прямоугольных, тавровых, двутавровых) с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней сечения, при эффектах воздействий (моменты, продольные и поперечные силы), действующих в плоскости оси симметрии сечения, при расчетах сопротивления срезу по общей деформационной расчетной модели сопротивления допускается принимать следующие допущения:

— в расчетном сечении касательные напряжения равномерно распределены по высоте эффективной зоны среза, заключенной между равнодействующими в растянутой и сжатой арматуре;

— в бетонной полосе, выделяемой параллельными диагональными (наклонными) трещинами, направления (оси) главных напряжений и главных относительных деформаций совпадают.

5.6.6.10 Проверку предельного состояния несущей способности железобетонных конструкций при действии поперечных сил допускается производить на основе упрощенной идеализированной стержневой модели сопротивления, состоящей из сжатых и растянутых поясов, соединенных между собой сжатыми и растянутыми раскосами, и включающей уравнения равновесия внешних и внутренних сил в расчетном сечении (модель «распорки — тяжи»).

5.6.6.11 Проверку предельного состояния несущей способности железобетонных конструкций при совместном действии крутящих и изгибающих моментов производят на основе расчетной модели сопротивления по пространственному сечению (модель пространственного сечения).

Проверку предельного состояния несущей способности железобетонных конструкций при действии крутящих моментов, изгибающих моментов и осевых усилий допускается производить на основе расчетной модели железобетонного элемента с трещинами в виде пространственной стержневой системы (модель пространственной фермы).

5.6.6.12 При местном действии сжимающей нагрузки, приложенной к ограниченной поверхности, площадь сечения которой меньше площади сечения конструкции, производят расчет на местное сжатие (смятие).

5.6.6.13 При местном действии растягивающей нагрузки, приложенной к ограниченной поверхности, площадь сечения которой меньше площади сечения конструкции, производят расчет на местное растяжение (отрыв).

5.6.6.14 При местном действии на плитные конструкции поперечной нагрузки, приложенной к ограниченной поверхности, производят расчет плит на местный срез (продавливание).

5.6.6.15 Расчет стыков (сопряжений, контактных швов) производят на действие изгибающих моментов, сдвигающих, растягивающих и сжимающих усилий, передаваемых от одного элемента к другому и действующих в сечении, совпадающем с плоскостью стыкового соединения.

5.6.6.16 При расчете объемных конструкций, подвергающихся силовым воздействиям в трех взаимно перпендикулярных направлениях, в общем случае рассматривают выделенные из конструкции объемные элементы единичного размера с усилиями, действующими по их граням.

Расчет объемных элементов производят по наиболее опасным сечениям, расположенным под углом по отношению к направлению действующих на элемент усилий, на основе соответствующих расчетных моделей или на основе обобщенного критерия прочности армированного элемента при объемном напряженном состоянии.

5.6.6.17 Расчет бетонных и железобетонных конструкций (стержневых, плоскостных, объемных) методом конечных элементов (далее — МКЭ) производят с использованием соответствующей матрицы жесткости конечных элементов. Матрицу жесткости конечных элементов формируют на основе общих моделей деформирования и прочности бетона и железобетона при различных напряженных состояниях конструкции. Особенности деформирования и разрушения конструкций с различными видами напряженных состояний следует учитывать в физических соотношениях, представляющих собой связь относительных деформаций и напряжений, при этом используют полные диаграммы деформирования для материалов, основанные на применении средних значений прочностных и деформационных характеристик. Проверки предельных состояний производят с применением формата безопасности в соответствии с приложением Б.

5.6.6.18 Расчет массивных железобетонных конструкций допускается производить методами теории упругости с использованием блочных моделей.

В качестве критериев исчерпания прочности и трещиностойкости массивных железобетонных конструкций следует принимать условие достижения соответствующих предельных значений напряжений (расчетных сопротивлений).

Для массивных конструкций сложной конфигурации при отсутствии обоснованных расчетных моделей допускается использовать результаты испытаний физических моделей.

При применении блочных моделей рассматривают систему блоков, разделенных нормальными или наклонными трещинами и контактирующих между собой посредством бетона сжатой зоны и арматуры растянутой зоны.

5.6.6.19 Условия проверки предельных состояний несущей способности плоских и объемных элементов с трещинами основаны на следующих условиях и допущениях:

- разрушение происходит вследствие значительного удлинения арматуры по наиболее опасным трещинам, в общем случае расположенным наклонно к стержням арматуры, и раздробления бетона полос или блоков между трещинами или за трещинами (например, в сжатой зоне плит — над трещинами);

- прочность бетона при сжатии снижается в результате возникновения растяжения в перпендикулярном направлении, создаваемого силами сцепления с растянутой арматурой, а также в результате поперечных смещений арматуры у краев трещин;

- при определении прочности бетона учитывают схемы образования трещин и углы наклона трещин к арматуре;

- в стержнях арматуры учитывают, как правило, нормальные напряжения, направленные вдоль их оси; допускается учитывать касательные напряжения в арматуре в местах трещин (нагельный эффект) при отсутствии изменения ориентации стержней;

- в критической трещине, по которой происходит разрушение, все пересекающие ее стержни достигают расчетных сопротивлений на растяжение (для арматуры, не имеющей предела текучести, напряжения контролируют в процессе расчета).

5.7 Основные требования по проектированию конструкций из бетона с напрягаемой арматурой

5.7.1 Общие положения

5.7.1.1 Положения настоящего подраздела применяют при проектировании предварительно напряженных конструкций из бетона, в которых предварительное напряжение является результатом передачи на бетон усилия обжатия, создаваемого напрягаемой арматурой (напрягающими элементами).

5.7.1.2 Проверки предельных состояний предварительно напряженных конструкций выполняют с учетом требований к материалам, а также в соответствии с основными требованиями проектирования и конструирования, предъявляемыми к конструкциям, выполненным из бетона, и дополнительными требованиями, установленными в соответствующих разделах настоящих строительных правил.

5.7.1.3 Предельное состояние железобетонных конструкций с напрягаемой арматурой проверяют как для постоянной, так и для переходных (соответствующей стадии изготовления) расчетных ситуаций, а также для других значимых переходных ситуаций, требующих проверки. При проверках предельных состояний конструкций принимают расчетные значения усилий предварительного обжатия и характеристики свойств материалов, соответствующие рассматриваемой расчетной ситуации.

5.7.1.4 При выполнении проверочных расчетов конструкций из бетона с напрягаемой арматурой учитывают потери предварительного напряжения.

Потери предварительного напряжения рассчитывают в порядке их проявления в соответствии с требованиями настоящего подраздела.

5.7.1.5 Проверку предельных состояний несущей способности элементов конструкций с напрягаемой арматурой при действии изгибающих моментов и продольных сил в общем случае производят с использованием общей деформационной расчетной модели сопротивления в соответствии с 5.6.6.

5.7.1.6 Проверку предельных состояний несущей способности железобетонных элементов при действии перерезывающих сил производят в соответствии с требованиями настоящих строительных правил с учетом эффектов от усилия предварительного обжатия.

5.7.1.7 При проверке предельных состояний железобетонных элементов усилие обжатия включают в расчетные сочетания воздействий, а его эффекты учитывают при определении вектора внутренних усилий (изгибающих моментов и продольных усилий).

5.7.1.8 При проверке предельных состояний эксплуатационной пригодности предварительно напряженных конструкций ограничивают следующее.

а) Сжимающие напряжения в бетоне.

На концевых участках железобетонных элементов появление локальных разрушений, образование продольных трещин в бетоне при передаче и действии усилия предварительного обжатия исключены.

Передаточную прочность бетона следует принимать не менее указанной в разделе 6.

Примечание — Если усилие предварительного обжатия от отдельного напрягающего элемента передается на бетон поэтапно с временным интервалом, требуемую передаточную прочность бетона допускается снижать по сравнению со значением, установленным в разделе 6.

В общем случае ожидаемые сжимающие напряжения в бетоне конструкции, вызванные действием усилия предварительного обжатия и других нагрузок, действующих в период изготовления (возведения), должны отвечать условию

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck}(t), \quad (5.21)$$

где $f_{ck}(t)$ — характеристическая прочность бетона на осевое сжатие к моменту времени t , соответствующему передаче на бетон усилия обжатия.

Для предварительно напряженных конструкций, изготавливаемых с натяжением напрягающих элементов на упоры, сжимающие напряжения в бетоне допускается принимать равными $0,7f_{ck}(t)$, при соответствующем подтверждении (производственным опытом или предварительными испытаниями) отсутствия образования продольных (горизонтальных) трещин после передачи усилия обжатия на бетон на концевых участках элемента конструкции.

Сжимающие напряжения в бетоне, определенные для практически постоянного сочетания воздействий согласно СН 2.01.01 не должны превышать $0,45f_{ck}(t)$. Если данное условие не выполняется, в расчетных моделях сопротивления учитывают нелинейную ползучесть бетона.

Дополнительные требования по ограничению напряжений в предварительно напряженных конструкциях приведены в соответствующих ТНПА.

б) Ширину раскрытия трещин.

Предельно допустимое значение ширины раскрытия трещин w_{lim} принимают по таблицам 4.1 и 4.2 в соответствии с указаниями настоящих строительных правил.

в) Прогибы.

Ограничение установлено в соответствии с ТНПА согласно требованиям настоящих строительных правил, содержащимся в таблице 4.3.

5.7.1.9 При проектировании конструкций с напрягаемой арматурой хрупкое разрушение исключают при выполнении следующих условий:

— принятия необходимого минимального количества ненапрягаемой арматуры в соответствии с требованиями настоящих строительных правил;

— сцепления напрягаемой арматуры с бетоном;

— обеспечения возможности выполнения мониторинга и оценки технического состояния напрягающих элементов в процессе эксплуатации конструкции;

— применения расчетно-конструктивных мероприятий, в результате которых при превышении расчетных значений эффектов воздействий или снижения в результате потерь усилия предварительно напряжения, образование и раскрытие трещин при действии частого сочетания нагрузок согласно СН 2.01.01 будет достигнуто ранее, чем предельные усилия в напрягаемой арматуре. При этом учитывают эффекты, связанные с перераспределением усилий в конструкциях в результате образования и раскрытия трещин;

— установления в растянутой зоне элемента конструкции необходимого минимального количества напрягаемой арматуры, предотвращающей хрупкое разрушение конструкции при разрыве одного или нескольких напрягающих элементов. Рекомендуемое минимальное количество напрягаемой арматуры приведено в таблице 5.1.

Таблица 5.1 — Минимальное количество напрягаемой арматуры в растянутой зоне

Вид арматуры	Минимальное количество
Отдельные проволоки	Три
Канаты или пряди, состоящие не менее чем из семи проволок	Один
Канаты или пряди с меньшим количеством проволок	Три

Дополнительные требования по ограничению напряжений в предварительно напряженных конструкциях — в соответствии с требованиями ТНПА.

5.7.2 Максимальное усилие натяжения

5.7.2.1 Усилие, прилагаемое в процессе натяжения к активному концу (анкеру) натягаемой арматуры (натягающего элемента), не должно превышать максимального значения $P_{\max}$, определяемого по формуле

$$P_{\max} = A_p \sigma_{0\max}, \quad (5.22)$$

где A_p — площадь поперечного сечения натягаемой арматуры;

$\sigma_{0\max}$ — максимальное напряжение в натягаемой арматуре; принимают в соответствии с 5.7.2.2–5.7.2.4.

5.7.2.2 Максимальное напряжение $\sigma_{0\max}$ для стержневой арматуры и проволоки по СТБ 1706 следует назначать с учетом допустимого отклонения значения предварительного напряжения p с целью выполнения условий:

$$\begin{aligned} \sigma_{0\max} + p &\leq k_p f_{p0,2k}, \\ \sigma_{0\max} - p &\geq 0,3 f_{p0,2k}, \end{aligned} \quad (5.23)$$

где k_p — коэффициент; принимают равным:

0,9 — для стержней;
0,8 — для проволоки.

Значение отклонения p , МПа, при механическом способе натяжения стержней и проволоки следует принимать равным $0,05\sigma_{0\max}$, при электротермическом и электротермомеханическом способах — определять по формуле

$$p = 30 + \frac{360}{l_p}, \quad (5.24)$$

где l_p — длина натягиваемого натягающего элемента (стержня, проволоки) (расстояние между наружными гранями упоров), м.

При автоматизированном натяжении в формуле (5.24) значение 360 следует заменить на 90.

5.7.2.3 Максимальное напряжение при натяжении проволоки и канатов по СТБ prEN 10138-2 и СТБ EN 10138-3 соответственно следует определять из условия

$$\sigma_{0\max} = \min\{0,8f_{pk}; 0,9f_{p0,1k}\}. \quad (5.25)$$

Перенапряжение при натяжении натягаемой арматуры допустимо в том случае, если усилие натяжения на анкерном устройстве может быть измерено с точностью до $\pm 5\%$ от конечного контролируемого усилия натяжения. При этом максимальное усилие натяжения $P_{\max}$ может быть установлено при напряжении в стали $\sigma_{0\max} = 0,95f_{p0,1k}$.

Максимальные напряжения после передачи усилия обжатия на бетон при натяжении на упоры или анкерования натягающих элементов при натяжении на бетон должны удовлетворять условию

$$\sigma_{p,m0}(x) = \min\{0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k}\}. \quad (5.26)$$

Среднее значение напряжений $\sigma_{p,m0}(x)$ следует определять в зависимости от способа натяжения.

5.7.2.4 Максимальное напряжение в арматуре самонапряженных конструкций рассчитывают из условия равновесия с напряжениями (самонапряжением) в бетоне. Самонапряжение бетона в конструкции определяют в зависимости от марки бетона по самонапряжению с учетом коэффициента армирования сечения, расположения арматуры в бетоне (одно-, двух-, трехосное армирование), условий расширения натягающего бетона в конструкции, а также потерь от усадки и ползучести бетона при загрузке конструкции.

5.7.3 Потери предварительного напряжения

5.7.3.1 При проектировании предварительно напряженных конструкций следует учитывать следующие потери предварительного напряжения (далее — потери):

— кратковременные (технологические) потери в момент времени $t = t_0$, проявляющиеся в процессе натяжения и анкерования натягающего элемента и непосредственно после передачи усилия с натягающего элемента на бетон;

— длительные (эксплуатационные) потери в момент времени $t > t_0$, проявляющиеся в процессе эксплуатации конструкции.

Кратковременные (технологические) потери предварительного напряжения для предварительно напряженных конструкций

5.7.3.2 При проектировании предварительно напряженных конструкций (с натяжением напрягающих элементов на упоры) следует рассматривать кратковременные (технологические) потери в порядке их проявления:

— в процессе натяжения: потери от трения напрягающих элементов об огибающие приспособления (при криволинейной трассе проволоки или канатов); потери от деформации анкеров; потери от проскальзывания (втягивания) напрягаемой арматуры в анкерных устройствах; потери от деформации стальной формы;

— до передачи усилия с напрягающего элемента на бетон конструкции: потери от релаксации напряжений в стали в период времени от момента натяжения до момента передачи усилия на бетон; потери от температурного перепада.

Потери от релаксации арматуры и усадки бетона при температурно-влажностной обработке бетона определяют с учетом требований раздела 6;

— в процессе передачи усилия обжатия с напрягающего элемента на бетон: потери, вызванные упругой деформацией бетона.

5.7.3.3 Потери усилия предварительного обжатия от деформаций анкеров, ΔP_A , Н, расположенных в зоне натяжных устройств, при натяжении на упоры рассчитывают по формуле

$$\Delta P_A = \frac{\Delta l_A}{l_p} \cdot E_p A_p, \quad (5.27)$$

где l_p — длина натягиваемого напрягающего элемента (расстояние между наружными гранями упоров стенда или формы), мм;

Δl_A — величина обжатия опрессованных шайб, смятия высаженных головок и т. п., принимаемая равной 2 мм; величина смещения стержней в инвентарных зажимах, мм; определяют по формуле

$$\Delta l_A = 1,25 + 0,15\phi, \quad (5.28)$$

здесь ϕ — диаметр натягиваемого стержня, мм.

5.7.3.4 Потери усилия предварительного обжатия от деформации стальной формы ΔP_f , Н, при закреплении на ее упорах напрягаемой арматуры определяют по формуле

$$\Delta P_f = \eta \cdot \frac{\Delta l_f}{l_p} \cdot E_s A_p, \quad (5.29)$$

где η — коэффициент; определяют по формулам:

— при натяжении арматуры домкратом

$$\eta = \frac{n-1}{2n}; \quad (5.30)$$

— при натяжении арматуры намоточной машиной электромеханическим способом (50 % усилия создается грузом)

$$\eta = \frac{n-1}{4n}, \quad (5.31)$$

здесь n — количество групп стержней, канатов или проволок, натягиваемых одновременно;

Δl_f — величина сближения упоров по линии действия усилия $P_{\max}$, определяемая из расчета деформации формы;

l_p — расстояние между наружными гранями упоров, мм.

При отсутствии данных о технологии изготовления изделий и конструкции формы потери усилия предварительного напряжения от ее деформаций принимают равными $30A_p$, Н, где A_p — в мм².

При электротермическом способе натяжения потери от деформации стальной формы в расчете не учитывают, если они учтены при определении полного удлинения стержня.

5.7.3.5 Потери усилия предварительного обжатия от трения напрягающих элементов об огибающие приспособления (девиаторы) $\Delta P_{\mu(x)0}$, Н, при ее натяжении на упоры определяют по формуле

$$\Delta P_{\mu(x)0} = P_{\max} [1 - \exp(-\delta\theta)], \quad (5.32)$$

где δ — коэффициент; принимают равным 0,25.

5.7.3.6 Потери усилия предварительного обжатия от релаксации напряжений в стали ΔP_{lr} , Н, для стержневой и проволочной арматуры по СТБ 1706 определяют по формулам:

а) при механическом способе натяжения арматуры:

— проволочной

$$\Delta P_{lr} = \left(0,22 \cdot \frac{\sigma_{p,i}}{f_{pk}} - 0,1 \right) \cdot \sigma_{0\max} A_p; \quad (5.33)$$

— стержневой

$$\Delta P_{lr} = (0,1\sigma_{p,i} - 20) \cdot A_p. \quad (5.34)$$

При наличии отрицательного результата расчета потерь, полученного по формулам (5.33), (5.34), их следует принимать равными нулю;

б) при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения арматуры:

— проволочной

$$\Delta P_{lr} = 0,05\sigma_{p,i} A_p; \quad (5.35)$$

— стержневой

$$\Delta P_{lr} = 0,03\sigma_{p,i} A_p. \quad (5.36)$$

В формулах (5.33)–(5.36): $\sigma_{p,i}$ — напряжения в стали, которые при проектировании конструкций из бетона с напрягаемой арматурой (с натяжением на упоры — преднапряженные конструкции) принимают равными разнице между максимальными напряжениями $\sigma_{0\max}$ и кратковременными потерями, реализуемыми в процессе натяжения (потери от трения напрягающих элементов $\Delta\sigma_{\mu(x)0}$, потери от деформаций анкеров, расположенных в зоне натяжных устройств, $\Delta\sigma_A$, потери от деформации стальной формы $\Delta\sigma_f$).

Для проволоки и канатов по СТБ prEN 10138-2 и СТБ EN 10138-3 соответственно потери от релаксации напряжений определяют в зависимости от релаксационного класса арматуры ρ_{1000} по формуле

$$\Delta\sigma_{lr} / \sigma_{p,i} = \rho(t), \quad (5.37)$$

где $\Delta\sigma_{lr}$ — абсолютное значение потерь от релаксации напряжений в стали;

$\sigma_{p,i}$ — начальные напряжения в напрягаемой арматуре;

$\rho(t)$ — потери от релаксации напряжений после натяжения, %, в момент времени t , сут; определяют по формуле

$$\rho(t) = \rho_{1000} \cdot \left(\frac{24t}{1000} \right)^{k_p}, \quad (5.38)$$

здесь k_p — определяют по формуле

$$k_p = \log \left(\frac{\rho_{1000}}{\rho_{100}} \right), \quad (5.39)$$

ρ_{100} — потери от релаксации напряжений в стали, %, после 100 ч нагружения растягивающими напряжениям $\sigma_{p,i}$; в случае, когда опытные данные о потерях ρ_{100} отсутствуют, допускается принимать $k_p = 0,16$;

ρ_{1000} — потери от релаксации напряжений в стали, %, после 1000 ч нагружения растягивающими напряжениям $\sigma_{p,i}$; определяют по СТБ prEN 10138-2 и СТБ EN 10138-3.

В предварительно напряженных конструкциях, подвергаемых в процессе изготовления тепловой обработке, учитывают влияние температуры на величину потерь от релаксации напряжений. Допускается

учитывать эффекты температурно-влажностной обработки бетона на величину потерь от релаксации напряжений по формуле (5.38) путем добавления ко времени t , прошедшему от момента натяжения, эквивалентного времени t_{eq} , ч, которое определяют по формуле

$$t_{eq} = \frac{1,14 T_{\max} - 20}{T_{\max} - 20} \cdot \sum_{i=1}^n (T(\Delta t_i) - 20), \quad (5.40)$$

где $T(\Delta t_i)$ — температура, °С, действующая в течение временного интервала Δt_i ;

$T_{\max}$ — максимальная температура при тепловой обработке, °С.

5.7.3.7 Потери усилия предварительного обжатия от температурного перепада $\Delta P_{\Delta T}$, Н, при температурно-влажностной обработке, определяемого как разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилие натяжения при прогреве бетона, рассчитывают по формулам:

— для бетонов классов по прочности на сжатие от С20/25 до С30/37

$$\Delta P_{\Delta T} = 1,25 \Delta T A_p; \quad (5.41)$$

— для бетонов классов по прочности на сжатие С35/45 и выше

$$\Delta P_{\Delta T} = 1,0 \Delta T A_p, \quad (5.42)$$

где ΔT — разность температур нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (располагаемых вне зоны прогрева), воспринимающих усилие натяжения, °С; при отсутствии точных данных допускается принимать $\Delta T = 65$ °С;

A_p — площадь поперечного сечения напрягаемой арматуры, мм².

При подтягивании напрягаемой арматуры в процессе температурно-влажностной обработки на величину, компенсирующую потери от температурного перепада, потери принимают равными нулю.

5.7.3.8 Потери предварительного обжатия, вызванные упругой деформацией бетона при передаче обжатия, $\Delta P_{c,el}$, Н, рассчитывают по формуле

$$\Delta P_{c,el} = \alpha_p \rho_p \cdot \left(1 + z_{cp}^2 \cdot \frac{A_c}{I_c} \right) \cdot P_{0c}, \quad (5.43)$$

где $\alpha_p = E_p / E_{cm}$;

P_{0c} — определяют по формуле

$$P_{0c} = (P_{\max} - \Delta P_A - \Delta P_f - \Delta P_{\mu(x)} - \Delta P_{\Delta T}). \quad (5.44)$$

Кратковременные (технологические) потери предварительного напряжения для постнатяженных конструкций

5.7.3.9 При проектировании постнатяженных конструкций (с натяжением напрягающих элементов на бетон) учитывают кратковременные (технологические) потери, вызванные:

— трением напрягающих элементов о стенки каналов, об огибающие приспособления или поверхность бетона — $\Delta P_{\mu(x)}$;

— проскальзыванием напрягаемой арматуры в анкерных устройствах — ΔP_{sl} ;

— упругой деформацией бетона — $\Delta P_{c,el}$ (только при последовательном натяжении напрягающих элементов).

5.7.3.10 Потери усилия предварительного обжатия от трения напрягающих элементов о стенки каналов, об огибающие приспособления или поверхность бетона конструкции, $\Delta P_{\mu(x)}$, Н, для напрягающих элементов с прямолинейной и криволинейной трассой, при натяжении их на бетон постнатяженных конструкций, определяют по формуле

$$\Delta P_{\mu(x)} = P_{\max} [1 - \exp(-\mu(\theta + k_{\mu} x))], \quad (5.45)$$

где μ — коэффициент трения; определяют по таблице 5.2;

x — длина участка от натяжного устройства (где $P_0 = P_{\max}$) до расчетного сечения, м;

θ — суммарный угол поворота трассы (оси) напрягающих элементов, рад (рисунок 5.7);

$P_{\max}$ — усилие обжатия, передаваемое натяжным устройством, без учета потерь;

k_{μ} — коэффициент, учитывающий трение за счет непреднамеренного отклонения натягающих элементов в каналах; принимают: $0,005 < k_{\mu} < 0,01$ ед/м.

Таблица 5.2 — Коэффициент трения μ для определения потерь от трения натягающих элементов

Виды арматуры	Значения коэффициента μ для натягающих элементов			
	расположенных внутри конструкции		HDPE-канатов в оболочке со смазкой	расположенных снаружи конструкции
	Металлический канал	Полимерный канал	HDPE-канал	HDPE-канал
Холоднотянутая проволока	0,17	0,12	—	0,12
Канаты	0,19	0,14	0,05	0,10
Стержень периодического профиля	0,65	—	—	—
Гладкий круглый стержень	0,33	—	—	—
Примечание — HDPE — полиэтилен высокой плотности.				

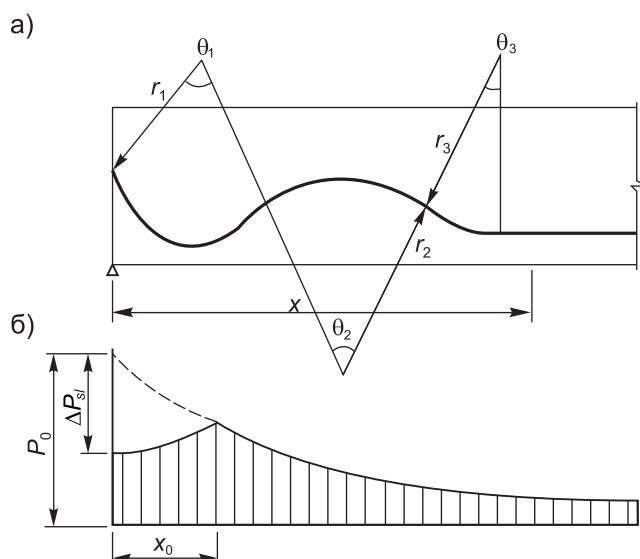


Рисунок 5.7 — Схемы для расчета потерь усилий предварительного обжатия, вызванных:

а — трением арматуры;

б — проскальзыванием натягаемой арматуры в анкерных устройствах

5.7.3.11 Потери усилия предварительного обжатия от проскальзывания натягаемой арматуры в анкерных устройствах ΔP_{sl} , Н, на длине зоны проскальзывания x_0 (см. рисунок 5.7), при натяжении арматуры на бетон постнапряженных конструкций, определяют по формуле

$$\Delta P_{sl} = 2a_p \cdot \frac{x_0 - x}{x_0^2} \cdot E_p A_p, \quad (5.46)$$

где a_p — величина проскальзывания, определяемая опытным путем для соответствующего типа анкерного устройства или применяемая в соответствии с данными, приведенными в технической документации для проектируемой системы постнапряжения; для анкеров стаканного типа, колодок с пробками допускается принимать $a_p \geq 5$ мм;

x — длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения, м; в случае если $x \geq x_0$, следует принимать $\Delta P_{sl} = 0$;

x_0 — длина зоны проскальзывания напрягаемой арматуры, м; определяют по формулам:
при прямолинейном профиле трассы напрягающих элементов

$$x_0 = \sqrt{\frac{a_p E_s A_p}{\mu k_{\mu} P_{\max}}}, \quad (5.47)$$

при криволинейном профиле трассы напрягающих элементов

$$x_0 = \frac{r}{\mu} \cdot \ln \frac{1}{1 - \sqrt{\frac{a_p \mu E_p A_p}{P_{\max} r}}}, \quad (5.48)$$

здесь μ — принимают по таблице 5.2;

r — радиус кривизны трассы напрягаемой арматуры (см. рисунок 5.7).

Допускается принимать потери от проскальзывания напрягаемой арматуры в анкерных устройствах в соответствии с данными, приведенными в технической документации на конкретные системы постнапряжения.

5.7.3.12 Потери усилия предварительного обжатия, вызванные упругой деформацией бетона в постнапряженных конструкциях, $\Delta P_{c,el}$, Н, следует учитывать только при последовательном натяжении напрягающих элементов и рассчитывать по формуле

$$\Delta P_{c,el} = \frac{n_p - 1}{2n_p} \cdot \alpha_p \rho_p \cdot \left(1 + z_{cp}^2 \cdot \frac{A_c}{I_c}\right) \cdot P_{0c}, \quad (5.49)$$

где ρ_p — коэффициент продольного армирования для напрягаемой арматуры; определяют по формуле

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c}; \quad (5.50)$$

n_p — количество последовательно натягиваемых напрягающих элементов;

P_{0c} — усилие предварительного напряжения с учетом всех потерь к моменту передачи усилия обжатия на бетон, Н; определяют по формуле

$$P_{0c} = P_{\max} - \Delta P_{\mu(x)} - \Delta P_{sl}. \quad (5.51)$$

5.7.3.13 Среднее значение усилия предварительного обжатия P_{m0} в момент времени $t = t_0$, действующее непосредственно после передачи усилия обжатия с напрягающего элемента на бетон и предварительного обжатия конструкции (при натяжении на упоры) или после завершения натяжения (при натяжении на бетон), должно удовлетворять условию

$$\sigma_{p,m0} A_p = \min \begin{cases} \leq 0,75 f_{pk} A_p \\ \leq 0,85 f_{p0,1k} A_p \end{cases}, \quad (5.52)$$

где P_{m0} определяют по формулам:

— при натяжении напрягающих элементов на упоры

$$P_{m0} = P_{\max} - \Delta P_{c,el} - \Delta P_{lr} - \Delta P_{\mu(x)} - \Delta P_{\Delta T} - \Delta P_A - \Delta P_f; \quad (5.53)$$

— при натяжении напрягающих элементов на бетон

$$P_{m0} = P_{\max} - \Delta P_{c,el} - \Delta P_{lr} - \Delta P_{\mu(x)} - \Delta P_{sl}. \quad (5.54)$$

Длительные (эксплуатационные) потери предварительного напряжения

5.7.3.14 При расчете среднего значения усилия предварительного обжатия $P_{m,t}$ в момент времени $t > t_0$ дополнительно к кратковременным (технологическим) потерям, определенным в соответствии с 5.7.3.2–5.7.3.12, учитывают потери усилия от усадки и ползучести бетона, от длительной релаксацией напряжений в напрягаемой арматуре; от смятия бетона под витками спиральной или кольцевой напрягаемой арматуры; от деформаций обжатия стыков между отдельными блоками для конструкций, в которых натяжение арматуры осуществляется на бетон.

5.7.3.15 Потери усилия предварительного обжатия, вызванные ползучестью и усадкой бетона, а также длительной релаксацией напряжений в напрягаемой арматуре, $\Delta P_t(t)$, Н, определяют по формуле

$$\Delta P_t(t) = \Delta \sigma_{p,c+s+r} A_p, \quad (5.55)$$

где $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ — потери в напрягаемой арматуре, вызванные ползучестью, усадкой бетона и длительной релаксацией напряжений на расстоянии x от анкерного устройства в момент времени $t > t_0$; определяют по формуле

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + 0,8 \Delta \sigma_{ir} + \alpha_p \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \alpha_p \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}, \quad (5.56)$$

здесь $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ — расчетное значение относительной деформации усадки бетона в момент времени $t > t_0$; определяют в соответствии с разделом 6;

$\varphi(t, t_0)$ — коэффициент ползучести бетона за период времени от t_0 до t ; определяют в соответствии с разделом 6;

$\Delta \sigma_{ir}$ — абсолютное значение изменения напряжений в напрягаемой арматуре в расчетном сечении x в момент времени t от релаксации напряжений в стали; определяют в зависимости от уровня напряжений $\sigma_{p,i} / f_{pk}$, где $\sigma_{p,i}$ — сумма напряжений в арматуре от натяжения с учетом потерь в момент времени $t = t_0$ и напряжений от практически постоянного сочетания воздействий $\sigma_{pr} = \sigma_{pr} \cdot (G_k + P_{m0} + \psi_2 Q_k)$;

$\sigma_{c,QP}$ — напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры, вызванные собственным весом, начальным усилием обжатия и, при необходимости, другими практически постоянными нагрузками; допускается принимать как результат действия части собственного веса и начального обжатия или, как эффект от действия полного квазипостоянного сочетания воздействий $[\sigma_{cp} = \sigma_{cp} \cdot (G_k + P_{m0} + \psi_2 Q_k)]$ в зависимости от стадии, на которой выполняется расчет;

A_c, I_c — соответственно площадь и момент инерции сечения бетона;

z_{cp} — расстояние между центрами тяжести сечения и напрягаемой арматуры.

В формуле (5.56) сжимающие напряжения и соответствующие относительные деформации принимают со знаком «плюс».

5.7.3.16 Потери усилия предварительного обжатия от смятия бетона под витками спиральной или кольцевой напрягаемой арматуры, натягиваемой на бетон, ΔP_{sp} , Н, при диаметре конструкции до 3 м определяют по формуле

$$\Delta P_{sp} = (70 - 0,22 D_{ext}) \cdot A_p, \quad (5.57)$$

где D_{ext} — наружный диаметр конструкции, см.

5.7.3.17 Потери усилия предварительного обжатия от деформаций обжатия стыков между отдельными блоками для конструкций, состоящих из отдельных блоков, ΔP_{ob} , Н, определяют по формуле

$$\Delta P_{ob} = \frac{n_j \Delta l_e}{l} \cdot E_p A_p, \quad (5.58)$$

где n_j — количество швов конструкции и оснастки по длине натягиваемого напрягающего элемента;

Δl_e — значение деформации при обжатии стыков; принимают равным, мм:

0,3 — при заполнении стыков бетоном;

0,5 — при стыковании насухо;

l — длина натягиваемой арматуры, мм.

5.7.3.18 При проектировании элементов из напрягающего бетона (самонапряженных элементов) учитывают только потери от усадки и ползучести бетона.

Для самонапряженных конструкций, эксплуатирующихся во влажных или водных условиях (резервуары, подводные сооружения и т. д.), потери от усадки не учитывают.

5.7.4 Усилие предварительного обжатия

5.7.4.1 Среднее значение усилия предварительного обжатия $P_{m,t}$ в момент времени $t > t_0$ (с учетом всех потерь) определяют по формулам:

— при натяжении арматуры на упоры (преднапряженные конструкции)

$$P_{m,t} = P_{m0} - \Delta P_t(t); \quad (5.59)$$

— при натяжении арматуры на бетон (постнапряженные конструкции)

$$P_{m,t} = P_{m0} - \Delta P_t(t) - \Delta P_{sp} - \Delta P_{ob}. \quad (5.60)$$

При этом усилия в напрягаемой арматуре $P_{m,t}$, определенные по формулам (5.59) и (5.60) должны отвечать условию

$$P_{m,t} \leq 0,65 f_{pk} A_p. \quad (5.61)$$

5.7.4.2 При проверках предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности принимают усилия предварительного обжатия, соответствующие рассматриваемой расчетной ситуации (переходной, постоянной).

При проверке предельного состояния несущей способности учитывают расчетное значение усилия предварительного обжатия P_d , которое определяют по формуле

$$P_d = \gamma_p P_{m,t}. \quad (5.62)$$

При проверке предельного состояния эксплуатационной пригодности определяют следующие характеристические значения пределов усилия предварительного обжатия по формулам:

— для верхнего предела

$$P_{k,sup} = r_{sup} P_{m,t}; \quad (5.63)$$

— для нижнего предела

$$P_{k,inf} = r_{inf} P_{m,t}. \quad (5.64)$$

В формулах (5.62)–(5.64):

γ_p — частный коэффициент для усилия предварительного обжатия; принимают равным:

- | | |
|-----|---|
| 0,9 | — при благоприятных эффектах, создаваемых предварительным напряжением (например, повышение устойчивости); |
| 1,2 | — то же при неблагоприятных эффектах (например, расчет прочности конструкции в момент передачи усилия обжатия); |

r_{sup} — коэффициент, определяющий верхнее предельное значение усилия предварительного обжатия при проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности; принимают равным:

- | | |
|------|---|
| 1,05 | — для постнапряженных конструкций (без последующего сцепления напрягающих элементов с бетоном); |
| 1,1 | — для преднапряженных конструкций (при натяжении арматуры на упоры); |

r_{inf} — коэффициент, определяющий нижнее предельное значение усилия предварительного обжатия при проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности; принимают равным:

- | | |
|------|---|
| 0,95 | — для постнапряженных конструкций (без последующего сцепления напрягающих элементов с бетоном); |
| 0,9 | — для преднапряженных конструкций (при натяжении арматуры на упоры) и постнапряженных конструкций (с последующим сцеплением напрягающих элементов с бетоном). |

5.7.5 Учет эффектов от предварительного напряжения при проверках предельного состояния несущей способности

5.7.5.1 При проверках предельного состояния несущей способности эффекты от предварительного напряжения могут учитываться в сочетании воздействий или сопротивлении сечения элемента.

5.7.5.2 В общем случае расчетное значение предварительного напряжения определяют по формуле

$$\sigma_{pd,t}(x) = \gamma_p \sigma_{p,mt}(x), \quad (5.65)$$

где $\sigma_{p,mt}(x)$ — напряжение в напрягаемой арматуре с учетом всех потерь.

5.7.5.3 При проверках предельного состояния несущей способности постнатяженных конструкций, напрягающие элементы которых не имеют сцепления с бетоном, приращение напряжений $\Delta\sigma_{p,ULS}$ от действия изгибающих моментов и продольных сил определяют с применением блочных моделей сопротивления, учитывая полную деформацию напрягаемой арматуры на всей длине элемента конструкции.

При применении упрощенных моделей сопротивления для сечений приращение напряжений $\Delta\sigma_{p,ULS}$ в напрягающих элементах, не имеющих сцепления с бетоном, при расстоянии между точками закрепления, не превышающем длины одного пролета, следует принимать не более 100 МПа.

5.7.5.4 Если приращение напряжений в напрягающем элементе, не имеющем сцепления с бетоном, определяют по блочной модели с учетом деформированного состояния всего конструктивного элемента в целом, в расчете принимают средние значения прочностных свойств материалов. Расчетное значение приращения напряжений $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_p / \gamma_{\Delta p}$ определяют с учетом частных коэффициентов $\gamma_{\Delta p, sup} = 1,1$ и $\gamma_{\Delta p, inf} = 1,0$.

При проверке предельного состояния несущей способности постнатяженных конструкций при применении общей деформационной расчетной модели сопротивления сечений учитывают усилия в дополнительной ненапрягаемой арматуре, имеющей сцепление с бетоном, количество которой определяют исходя из условия ограничения ширины раскрытия трещин при проверке предельного состояния эксплуатационной пригодности. При этом площадь дополнительной ненапрягаемой арматуры, имеющей сцепление с бетоном, должна быть не менее минимального значения согласно 9.2.2.

5.7.5.5 В постнатяженных конструкциях с напрягающими элементами, расположенными вне сечения (внешнее расположение), относительные деформации напрягающего элемента считают постоянными на участках между двумя последовательно расположенными точками закрепления (в местах установки анкеров и девиаторов — огибающих приспособлений).

При проверках предельного состояния несущей способности относительные деформации напрягающих элементов следует определять как сумму начальных относительных деформаций непосредственно после натяжения (передачи усилия обжатия) и приращения относительных деформаций от расчетных воздействий (эффектов воздействий), определяемых по деформированной схеме конструкции на рассматриваемом участке между точками закрепления.

5.7.6 Определение напряжений в сечениях, нормальных к продольной оси элемента

5.7.6.1 Нормальные напряжения σ_x в бетоне следует рассчитывать как для линейно-упругого материала, принимая соответствующие знаки при M_{Ed} , N_{pd} , N_{Ed} , e_0 , z_{cp} и y , по формуле

$$\sigma_x = \sigma_{cN} + \sigma_{cNp}, \quad (5.66)$$

где

$$\sigma_{cN} = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{(N_{Ed}e_0 - M_{Ed}) \cdot y}{I_c}; \quad (5.67)$$

$$\sigma_{cNp} = \frac{N_{pd}}{A_c} + \frac{N_{pd}z_{cp}y}{I_c}, \quad (5.68)$$

здесь N_{Ed} и M_{Ed} — соответственно расчетные значения осевой продольной силы и изгибающего момента от соответствующего сочетания воздействий;

N_{pd} — осевое усилие обжатия от предварительного напряжения арматуры, значение которого принимается в зависимости от расчетной ситуации;

e_0 — эксцентриситет силы N_{Ed} относительно центра тяжести сечения;

z_{cp} — расстояние от точки приложения осевого усилия обжатия N_{pd} до центра тяжести сечения;

y — расстояние от рассматриваемого крайнего волокна бетона по высоте сечения до его центра тяжести.

Осевое усилие обжатия N_{pd} , следует принимать:

— при расчете потерь предварительного напряжения на стадии эксплуатации: $N_{pd} = P_{m,t}$;

— при проверке предельного состояния эксплуатационной пригодности: $N_{pd} = P_{k, sup}$ или $P_{k, inf}$.

5.7.6.2 При обеспеченном сцеплении напрягаемой арматуры с бетоном (в том числе после инъектирования в каналы) площадь сечения A_c и момент инерции I_c бетона в формулах (5.43), (5.49), (5.56), (5.67) и (5.68) следует определять с учетом площади ненапрягаемой арматуры (при коэффициенте

приведения $\alpha = E_s / E_{cm}$). Для элементов, в которых сцепление напрягаемой арматуры с бетоном обеспечивается инъектированием в каналы, геометрические характеристики сечения элемента определяют с учетом ослабления сечения каналами.

6 Материалы и критерии обеспечения долговечности

6.1 Требования к бетону

6.1.1 Общие положения

6.1.1.1 Вид бетона и его контролируемые показатели качества назначают в соответствии с требованиями, установленными в СТБ EN 206.

6.1.1.2 Основными техническими показателями качества бетона, включаемыми в спецификацию при проектировании конструкций в соответствии с настоящими строительными правилами, являются:

- класс по прочности на сжатие C ;
- класс экспозиции, связанный с условиями окружающей среды, в соответствии с СТБ EN 206;
- класс по содержанию хлоридов в бетоне в соответствии с СТБ EN 206;
- крупность зерна заполнителя (D_{upper} и D_{lower}) по СТБ EN 206;
- класс легкого бетона по плотности D ;
- марка по самонапряжению S_p (для напрягающих бетонов).

При проектировании железобетонных конструкций обозначение бетона в спецификации указывают в соответствии с СТБ EN 206.

6.1.1.3 При проектировании конструкций в соответствии с настоящим разделом могут быть приняты или получены при испытаниях контрольных образцов по ТНПА следующие дополнительные характеристики бетона:

- прочность на осевое растяжение (f_{ctm} , $f_{ctk0,05}$, $f_{ctk0,95}$);
- модуль упругости E_{cm} ;
- коэффициент Пуассона ν_c ;
- коэффициент температурного расширения $\alpha_{c,th}$;
- коэффициент ползучести φ ;
- значение относительной деформации усадки ε_{cs} ;
- средняя плотность ρ .

С учетом требований СТБ EN 206, касающихся эксплуатационных качеств бетона, а также методов испытаний, дополнительно в спецификации указывают:

- специальные виды и классы цемента (например, цемент с низким тепловыделением);
- специальные виды и классы заполнителей;
- способы обеспечения требуемой морозостойкости (например, минимальное содержание вовлеченного воздуха).

При необходимости проводят анализ данных характеристик бетона и указывают в проекте их требуемые значения.

6.1.1.4 Допускается устанавливать дополнительные технические показатели качества бетона, характеризующие теплоизоляционные свойства, термическую стойкость, огнестойкость, коррозионную стойкость, биологическую защиту и т. п. Показатели качества бетона устанавливают при проектировании бетонных, железобетонных, предварительно напряженных конструкций в соответствии с расчетом и классом экспозиции согласно установленным требованиям.

6.1.1.5 Требования к спецификации бетона — в соответствии с СТБ EN 206.

6.1.2 Классы бетона по прочности на сжатие, соответствующие им характеристические и расчетные значения прочности

6.1.2.1 При проектировании бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций применяют:

а) конструкционные бетоны по СТБ EN 206, в том числе напрягающие бетоны классов по прочности на сжатие: C12/15; C16/20; C20/25; C25/30; C30/37; C35/45; C40/50; C45/55; C50/60; C55/67; C60/75; C70/85; C80/95; C90/105;

б) конструкционные мелкозернистые бетоны по СТБ 1544 классов по прочности на сжатие:

- группы А (естественного твердения или подвергнутые тепловой обработке при атмосферном давлении на песке с модулем крупности более 2,0) — C12/15; C16/20; C20/25; C25/30; C30/37; C35/45;
- группы Б (то же с модулем крупности 2,0 и менее) — C12/15; C16/20; C20/25; C25/30;

в) конструкционные легкие бетоны плотной структуры по СТБ EN 206, классов по прочности на сжатие при классе по средней плотности:

- D1,2 — LC8/9; LC12/13;
- D1,4 — LC12/13; LC16/18; LC20/22;
- D1,6 — LC12/13; LC16/18; LC20/22; LC25/28;
- D1,8 — LC12/13; LC16/18; LC20/22; LC25/28; LC30/33;
- D2,0 — LC16/18; LC20/22; LC25/28; LC30/33; LC35/38.

Группу мелкозернистого бетона следует указывать в рабочих чертежах конструкции.

При технико-экономическом обосновании допускается применение бетона промежуточных классов по прочности на сжатие.

6.1.2.2 Класс бетона по прочности на сжатие назначают:

- для железобетонных элементов, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся нагрузки, — не ниже C12/15 и LC12/13;
- для железобетонных сжатых стержневых элементов — не ниже C12/15 и LC12/13;
- для сильно нагруженных железобетонных сжатых стержневых элементов (например, для колонн, воспринимающих значительные крановые нагрузки, и для колонн нижних этажей многоэтажных зданий) — не ниже C20/25 и LC20/22.

6.1.2.3 Для предварительно напряженных элементов конструкций класс бетона по прочности на сжатие следует принимать в зависимости от вида и класса напрягаемой арматуры, ее диаметра и наличия анкерных устройств, но не ниже:

а) для проволочной арматуры:

- при наличии анкеров — C16/20 и LC16/18;
- без анкеров — C25/30 и LC25/28;

б) для стержневой арматуры (без анкеров)

— C20/25 и LC20/22;

в) для канатов (независимо от номинального диаметра):

- при наличии анкеров — C25/30 и LC25/28;
- без анкеров — C30/37.

Примечание — Для предварительно напряженных конструкций, изготавливаемых на длинных стендах по технологии безопалубочного формования, класс бетона по прочности на сжатие следует назначать с учетом минимальной передаточной прочности, обеспечивающей допустимую величину втягивания напрягающего элемента (проволоки, каната).

Для предварительно напряженных элементов допускается принимать класс бетона по прочности на сжатие C16/20, если напрягаемая арматура установлена из условия обеспечения прочности элементов во время распалубки, транспортирования и монтажа.

6.1.2.4 Для конструкций, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся нагрузки, минимальные значения класса бетона по прочности на сжатие, при применении проволочной напрягаемой арматуры и стержневой арматуры диаметром от 10 до 18 мм, следует увеличивать на одну ступень параметрического ряда.

6.1.2.5 Применение мелкозернистого бетона не допускается для железобетонных конструкций, подвергающихся воздействию многократно повторяющейся нагрузки, а также для предварительно напряженных конструкций пролетом более 12 м при армировании проволочной арматурой и канатами без специального экспериментального обоснования.

6.1.2.6 Базовыми прочностными характеристиками бетона, применяемыми при расчетах бетонных и железобетонных конструкций, являются:

- характеристическая прочность бетона нормального веса и легкого бетона на осевое сжатие f_{ck} и f_{lck} соответственно;
- характеристическая прочность бетона нормального веса и легкого бетона на осевое растяжение f_{ctk} и f_{lctk} соответственно.

При назначении класса бетона по прочности на осевое сжатие характеристическую прочность бетона на осевое растяжение допускается устанавливать в зависимости от характеристической прочности бетона на осевое сжатие.

6.1.2.7 При проектировании сборных железобетонных и предварительно напряженных элементов конструкций заводского изготовления дополнительно следует указывать прочность бетона на сжатие для соответствующих технологических этапов (например, распалубочную прочность, прочность при демонтаже временных опор, передаточную прочность и т. д.).

6.1.2.8 Для стандартных условий хранения элемента конструкции среднюю прочность бетона на осевое сжатие в возрасте t , сут, $f_{cm}(t)$ определяют по формуле

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}, \quad (6.1)$$

где $\beta_{cc}(t)$ — коэффициент; определяют по формуле

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ 0,25 \left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\}. \quad (6.2)$$

Для железобетонных и предварительно напряженных элементов конструкций, подвергнутых тепловой обработке, среднюю прочность бетона на осевое сжатие в возрасте t , сут, $f_{cm}(t)$ определяют по формуле

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\log(28 - t_p + 1)} \cdot \log(t - t_p + 1). \quad (6.3)$$

В формулах (6.1)–(6.3):

f_{cm} — средняя прочность бетона на осевое сжатие в возрасте 28 сут; принимают по таблицам 6.1 и 6.2;

f_{cmp} — средняя прочность бетона на осевое сжатие после окончания тепловой обработки в момент времени $t_p < t$ (для предварительно напряженных конструкций — средняя передаточная прочность);

$t_1 = 1$ сут;

t — возраст бетона (более 28 сут);

t_p — возраст бетона, сут, после окончания тепловой обработки (для предварительно напряженных конструкций — при передаче усилия обжатия на бетон).

Среднюю прочность бетона на осевое растяжение в возрасте t более 28 сут рассчитывают по формулам (6.1), (6.2), при этом взамен средней прочности на сжатие в возрасте 28 сут принимают среднюю прочность на осевое растяжение в возрасте 28 сут, если хранение конструкции во влажных условиях не превышает 7 сут.

6.1.2.9 Характеристическая прочность бетона на осевое сжатие и осевое растяжение, а также значения его средней прочности на осевое сжатие и осевое растяжение, соответствующие классам по прочности на сжатие по 6.1.2.1, приведены в таблице 6.1 — для конструкционных бетонов нормального веса, в таблице 6.2 — для легких бетонов плотной структуры.

6.1.2.10 Характеристическую прочность бетона нормального веса и легкого бетона на осевое растяжение $f_{ctk0,95}$, $f_{lctk0,95}$ соответственно (95 %-ный квантиль статистического распределения прочности на осевое растяжение по таблицам 6.1 и 6.2) следует применять в расчетах бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций только при возникновении отрицательного эффекта при повышенной прочности на растяжение (например, при действии вынужденных усилий и т. д.). Для напрягающих бетонов значения характеристических и средних прочностей на осевое растяжение, установленные в таблице 6.1, умножают на поправочный коэффициент 1,2.

6.1.2.11 Расчетную прочность бетона на сжатие f_{cd} определяют по формуле

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} k_{tc} f_{ck}}{\gamma_c}, \quad (6.4)$$

где α_{cc} — коэффициент, учитывающий разность между прочностью бетона, установленную с применением контрольных образцов, и эффективной прочностью бетона в конструктивном элементе; определяют по формуле

$$\alpha_{cc} = \left(\frac{40}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1; \quad (6.5)$$

k_{tc} — коэффициент, учитывающий влияние на прочность бетона длительности действия нагрузки, неблагоприятного способа ее приложения, повышенной хрупкости высокопрочного бетона и т. п.; рекомендуемое значение — $k_{tc} = 1,0$.

Таблица 6.1 — Прочностные и деформационные характеристики конструкционных бетонов нормального веса

Характеристики, единицы измерения	Значения характеристик для классов бетона по прочности на сжатие													
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
f_{ck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{c,cube}^G$, МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} , МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} , МПа	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk0,05}$, МПа	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk0,95}$, МПа	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,8
$ \varepsilon_{c1} $, ‰	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
$ \varepsilon_{cu} $, ‰	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
$ \varepsilon_{c2} $, ‰	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
$ \varepsilon_{cu2} $, ‰	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
n	2,0									1,75	1,60	1,45	1,40	1,40
Примечание — Для мелкозернистых бетонов, приготовленных с применением песков, имеющих модуль крупности $M_k = 2,0$ и менее (группа Б), значения прочностных характеристик f_{ctm} , $f_{ctk0,05}$, $f_{ctk0,95}$ умножают на поправочный коэффициент $k_t = 0,65 + 6 \cdot 10^{-3} f_{c,cube}^G$.														

Таблица 6.2 — Прочностные и деформационные характеристики легких бетонов плотной структуры

Характеристики, единицы измерения	Значения характеристик для классов бетона по прочности на сжатие							Примечание
	LC8/9	LC12/13	LC16/18	LC20/22	LC25/28	LC30/33	LC35/38	
f_{lck} , МПа	8	12	16	20	25	30	35	—
$f_{lc,cube}^G$, МПа	9	13	18	22	28	33	38	—
f_{lcm} , МПа	12	17	22	28	33	38	43	Для $f_{lck} \geq 20$ МПа $f_{lcm} = f_{lck} + 8$ МПа
f_{lctm} , МПа	$f_{lctm} = f_{ctm} \eta_1$							$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho_{LC} / 2200$
$f_{lctk\,0,05}$, МПа	$f_{lctk\,0,05} = f_{ctk\,0,05} \eta_1$							
$f_{lctk\,0,95}$, МПа	$f_{lctk\,0,95} = f_{ctk\,0,95} \eta_1$							
E_{lcm} , ГПа	$E_{lcm} = E_{cm} \eta_E$							$\eta_E = (\rho_{LC} / 2200)^2$
ε_{lc1} , ‰	$\frac{k f_{lcm}}{E_{lcm}}$							$k = 1,1$ — для тяжелого мелкого заполнителя и $k = 1,0$ — для легкого мелкого заполнителя
ε_{lcu1} , ‰	ε_{lc1}							—
ε_{lc2} , ‰	2,0							
ε_{lcu2} , ‰	3,5 η_1							
n	2,0							
Примечание — ρ_{LC} — верхнее значение плотности для класса легкого бетона по плотности, кг/м ³ .								

6.1.2.12 Расчетную прочность бетона на растяжение f_{ctd} определяют по формуле

$$f_{ctd} = \frac{k_{ft} f_{ctk}}{\gamma_c}, \quad (6.6)$$

где k_{ft} — коэффициент, учитывающий влияние на прочность на растяжение бетона нормального веса длительности действия нагрузки, неблагоприятного способа ее приложения, повышенной хрупкости высокопрочного бетона и т. п.; принимают равным 0,7.

6.1.2.13 Расчетную прочность на сжатие легкого бетона f_{lctd} определяют по формуле

$$f_{lctd} = \frac{k_{lfc} f_{lck}}{\gamma_c}, \quad (6.7)$$

где k_{lfc} — коэффициент, учитывающий влияние на прочность на сжатие легкого бетона длительности действия нагрузки, неблагоприятного способа ее приложения и т. п.; принимают $K_{lfc} = \left(\frac{\rho_{LC}}{2200} \right)^{0,25}$.

Расчетную прочность на растяжение легкого бетона f_{lctd} определяют по формуле

$$f_{lctd} = \frac{k_{lctt} f_{lctk}}{\gamma_c}, \quad (6.8)$$

где k_{lctt} — коэффициент, учитывающий влияние на прочность на растяжение легкого бетона длительности действия нагрузки, неблагоприятного способа ее приложения и т. п.; принимают равным значению коэффициента k_{lctc} .

6.1.2.14 Зависимость между средней прочностью бетона на растяжение при изгибе $f_{ctm,fl}$ и средней прочностью бетона на осевое растяжение f_{ctm} определяют по формуле

$$f_{ctm,fl} = f_{ctm} \cdot \left[1,6 - \frac{h}{1000} \right], \quad (6.9)$$

но не менее f_{ctm} ,

где h — высота сечения элемента, мм;

f_{ctm} — принимают по таблице 6.1.

Зависимость между характеристическим значением прочности бетона на растяжение при изгибе $f_{ctk,fl}$ и характеристическим значением прочности бетона на осевое растяжение f_{ctk} определяют по формуле (6.9) с заменой $f_{ctm,fl}$ на $f_{ctk,fl}$ и f_{ctm} на f_{ctk} .

6.1.3 Упругие деформации бетона

6.1.3.1 Упругие деформации бетона зависят от его вида и технологических особенностей изготовления. В настоящих строительных правилах установлены следующие базовые показатели, характеризующие упругие деформации бетона:

— модуль упругости бетона E_{cm} (определяемый как тангенс угла наклона секущей между точками $\sigma_c = 0$ и $\sigma_c = 0,4f_{cm}$), значения которого при максимальной крупности заполнителя не более 40 мм принимают по таблице 6.3;

— модуль упругости модифицированного самоуплотняющегося бетона E_{cm} (определяемый как тангенс угла наклона секущей между точками $\sigma_c = 0$ и $\sigma_c = 0,4f_{cm}$), значения которого при максимальной крупности заполнителя не более 40 мм принимают по таблице 6.4;

— модуль упругости легкого бетона E_{lcm} (определяемый как тангенс угла наклона секущей между точками $\sigma_c = 0$ и $\sigma_c = 0,4f_{lcm}$), значения которого при максимальной крупности заполнителя не более 40 мм определяют по таблице 6.2.

6.1.3.2 Изменение модуля упругости бетона во времени $E_{cm}(t)$ определяют по формуле

$$E_{cm}(t) = \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \cdot E_{cm}, \quad (6.10)$$

где $f_{cm}(t)$ — средняя прочность бетона на осевое сжатие в возрасте t , определяют по формулам (6.1) и (6.3);

f_{cm} — средняя прочность бетона на осевое сжатие в возрасте 28 сут; определяют по таблицам 6.1 и 6.2;

E_{cm} — модуль упругости бетона в возрасте 28 сут; определяют по таблицам 6.3 и 6.4.

6.1.3.3 В случае если элемент конструкции или конструкция являются чувствительными к вариациям в индикативных значениях модулей упругости бетона, приведенных в настоящем разделе, значения модулей упругости следует устанавливать опытным путем в соответствии с требованиями ТНПА.

6.1.3.4 Значение коэффициента Пуассона ν_c принимают равным: 0,20 — для элементов, работающих без трещин; 0 — для растянутых элементов, работающих с трещинами.

6.1.3.5 Значение коэффициента линейного температурного расширения α_t принимают равным $1 \cdot 10^{-5}$ ($1/^\circ\text{C}$).

6.1.3.6 Для бетонов для гидротехнических сооружений при применении заполнителя с максимальной крупностью более 40 мм допускается принимать другие значения модуля упругости и коэффициента Пуассона согласно требованиям ТНПА. Следует учитывать, что значение модуля упругости зависит от вида заполнителя, использованного для приготовления бетонной смеси.

Таблица 6.3 — Модуль упругости бетона (за исключением модифицированного самоуплотняющегося бетона)

Классы (марки) бетонной смеси	Модуль упругости бетона E_{cm} , ГПа, для классов по прочности на сжатие													
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
V3 (Ж3), V4 (Ж4), (СЖ1)–(СЖ3)	—	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	49	50	52
V1 (Ж1), V2 (Ж2)	31	35	37	38	40	41	42	43	44	45	46	47	49	51
S1 (П1), S2 (П2)	27	31	32	35	37	38	39	40	41	42	43	45	46	48
S3 (П3)–S5 (П5)	24	28	29	32	33	35	37	38	39	—	—	—	—	—
<i>Примечания</i> 1 Перед скобками указаны классы бетонной смеси по консистенции согласно СТБ EN 206; в скобках — соответствующие марки по удобоукладываемости бетонной смеси по СТБ 1035. 2 Приведенные значения модуля упругости действительны для бетонов естественного твердения. Для бетонов, подвергнутых тепловой обработке, приведенные значения умножают на коэффициент 0,9. 3 Приведенные значения модуля упругости действительны для бетонов, изготавливаемых с применением гравия и гранитного щебня с крупностью зерен до 40 мм. Для мелкозернистых бетонов приведенные значения модуля упругости умножают на коэффициент 0,85. Для легких бетонов с соответствующей характеристической прочностью при сжатии f_{ck} умножают на коэффициент η_E, определяемый по формуле, приведенной в таблице 6.2. 4 Для бетонов и мелкозернистых бетонов, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию, значения E_{cm}, указанные в настоящей таблице, умножают на поправочный коэффициент, принимаемый равным при эксплуатации конструкции в водонасыщенном состоянии при температуре: — от минус 40 °С до минус 20 °С — 0,85; — от минус 20 °С до минус 5 °С — 0,90; — от минус 5 °С и выше — 0,95.														

Таблица 6.4 — Модуль упругости модифицированного самоуплотняющегося бетона

Классы (марки) бетонной смеси	Модуль упругости бетона E_{cm} , ГПа, для классов по прочности на сжатие											
	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
F1–F4	30	34	36	38	40	42	44	45	46	—	—	—
F5 (ПК–5)	20	24	28	30	31	32	34	35	37	—	—	—
F6 (ПК–6)	18	20	22	26	28	30	32	33	35	—	—	—

Окончание таблицы 6.4

Примечания

1 Перед скобками указаны классы бетонной смеси по консистенции согласно СТБ EN 206; в скобках — соответствующие марки по удобоукладываемости бетонной смеси по СТБ 1035.

2 Приведенные значения модуля упругости действительны для бетонов, приготовленных с применением химических модификаторов, обеспечивающих снижение коэффициента нормальной густоты цемента не менее чем на 20 %.

3 Приведенные значения модуля упругости действительны для бетонов естественного твердения. Для бетонов, подвергнутых тепловой обработке, приведенные значения умножают на коэффициент 0,9.

4 Приведенные значения модуля упругости действительны для бетонов, приготовленных с применением гранитного щебня с крупностью зерен до 40 мм.

5 Для бетонов, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию, значения E_{cm} , указанные в настоящей таблице, умножают на поправочный коэффициент, принимаемый равным при эксплуатации конструкции в водонасыщенном состоянии при температуре:

— от минус 40 °С до минус 20 °С — 0,85;

— от минус 20 °С до минус 5 °С — 0,90;

— от минус 5 °С и выше — 0,95.

Для самоуплотняющихся бетонов классов по прочности на сжатие выше С60/75 значение модуля упругости E_{cm} устанавливают по результатам испытаний в специализированных лабораториях.

6.1.4 Ползучесть и усадка бетона

6.1.4.1 При расчете бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций учитывают изменение свойств бетона во времени, а также усилия, напряжения и перемещения, связанные с развитием усадки и ползучести.

6.1.4.2 Относительные деформации ползучести $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ в момент времени t , развивающиеся под действием постоянных сжимающих напряжений в бетоне σ_c , приложенных в возрасте t_0 , определяют по формуле

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c}, \quad (6.11)$$

где $\varphi(t, t_0)$ — коэффициент ползучести бетона; определяют согласно приложению В;

E_c — начальный (тангенциальный) модуль упругости бетона; принимают равным $1,05E_{cm}$.

6.1.4.3 Допускается использование предельных значений коэффициентов ползучести и относительных деформаций ползучести, рассчитанных для возраста бетона $t = 50$ лет.

Предельные значения коэффициента ползучести $\varphi(50, t_0)$ для неармированного бетона нормального веса, в том числе мелкозернистого бетона, определяют по таблице 6.5.

Предельные значения коэффициента ползучести для мелкозернистого бетона $\varphi(50, t_0)$ приведенные в таблице 6.5, применимы при уровне сжимающих напряжений в бетоне при первом нагружении в момент времени t_0 , не превышающем $0,40f_{cm}(t_0)$. Если сжимающие напряжения в момент времени t_0 превышают $0,40f_{cm}(t_0)$, выполняют модификацию значений коэффициента ползучести $\varphi(50, t_0)$, полученных по таблице 6.5, с учетом влияния нелинейной ползучести, с помощью формулы

$$\varphi_w(50, t_0) = \varphi(50, t_0) \cdot \exp \left[1,5 \cdot \left(\frac{\sigma_c(t_0)}{f_{cm}(t_0)} - 0,40 \right) \right], \quad (6.12)$$

где $\varphi_w(50, t_0)$ — предельное значение модифицированного коэффициента нелинейной ползучести;

$\sigma_c(t_0)$ — сжимающие напряжения в бетоне в момент времени t_0 ;

$f_{cm}(t_0)$ — средняя прочность бетона на осевое сжатие в возрасте t_0 ; определяют по формуле (6.1).

Таблица 6.5 — Предельные значения коэффициента ползучести $\varphi(50, t_0)$ для неармированного бетона нормального веса ($t = 50$ лет)

Возраст бетона в момент нагружения t_0 , сут			Сухие атмосферные условия (RH = 50 %)				Влажные атмосферные условия (RH = 80 %)			
Цемент классов ¹⁾			Приведенный размер h_0 ²⁾ , мм							
L	N	R	100	200	500	1000	100	200	250	1000
3	1	1	4,2	3,8	3,4	3,1	3,0	2,8	2,6	2,5
10	7	3	3,1	2,8	2,5	2,3	2,2	2,1	2,0	1,9
32	28	23	2,4	2,2	1,9	1,8	1,7	1,6	1,6	1,5
91	91	91	1,9	1,7	1,5	1,4	1,4	1,3	1,2	1,2
365	365	365	1,4	1,3	1,1	1,0	1,0	0,9	0,9	0,8
Корректирующий коэффициент α_{cs}			0,82	0,79	0,75	0,72	0,71	0,68	0,66	0,64

¹⁾ L, N и R — медленноотвердеющий, нормально твердеющий и быстротвердеющий цемент соответственно;

²⁾ h_0 — приведенный размер элемента; $h_0 = 2A_c / u$, где A_c — площадь поперечного сечения; u — открытый периметр сечения, контактирующий с окружающей средой.

Окончание таблицы 6.5

Примечания

1 Другие приведенные размеры h_0 (для открытого периметра) — согласно приложению В.

2 Значения коэффициента ползучести основаны на анализе обобщенных данных, полученных для бетона класса по прочности на сжатие С30/35. Уточненные значения коэффициентов ползучести для бетона в диапазоне прочностей $12 \text{ МПа} \leq f_{ck} \leq 100 \text{ МПа}$ могут быть получены при умножении значения, приведенного в настоящей таблице на коэффициент $(35 / f_{ck})^{\alpha_{cs}}$, где α_{cs} — корректирующий коэффициент, приведенный в настоящей таблице.

3 Приведенные в настоящей таблице значения коэффициента ползучести являются средними значениями с коэффициентом вариаций примерно 30 %.

6.1.4.4 Предельные значения коэффициента ползучести бетона $\varphi(50, t_0)$, полученные по таблице 6.5, используют при расчете конструкций в условиях сезонных колебаний температуры от 5 °С до 30 °С и относительной влажности воздуха RH от 40 % до 100 %.

6.1.4.5 Предельные значения коэффициента ползучести бетона $\varphi(50, t_0)$, полученные по таблице 6.5, используют для бетонов классов по прочности на сжатие не выше С55/67, изготавливаемых из смесей классов консистенции (марок по удобоукладываемости) S2 (П2) и S3 (П3). Для бетонных смесей других классов консистенции (марок по удобоукладываемости) значения коэффициента ползучести $\varphi(50, t_0)$, полученные по таблице 6.5, умножают на поправочные коэффициенты для смесей классов (марок):

- V4 (Ж4), V3 (Ж3), V2 (Ж2) — 0,70;
- V1 (Ж1), S1 (П1), S2 (П2) — 0,80;
- S3 (П3) — 1,00;
- S4 (П4), S5 (П5), F1–F3 — 1,20;
- F4–F6 — 1,30.

Примечание — В скобках указаны марки по удобоукладываемости бетонных смесей по СТБ 1035.

Для бетонов классов по прочности на сжатие выше С55/67 независимо от марки бетонной смеси по удобоукладываемости предельные значения коэффициента ползучести $\varphi(50, t_0)$, приведенные в таблице 6.5, умножают на поправочный коэффициент 1,2.

6.1.4.6 Для легкого бетона предельные значения коэффициента ползучести $\varphi(50, t_0)$, полученные по таблице 6.5, умножают на поправочный коэффициент η_E , определяемый по таблице 6.2. Значения предельных деформаций ползучести, определенные с учетом откорректированных предельных значений коэффициента ползучести для легкого бетона, для бетонов классов прочности LC16/18 и ниже умножают на коэффициент η_2 , равный 1,3.

6.1.4.7 Предельные значения полной относительной деформации усадки ($t = 50$ лет) определяют по таблице 6.6. Определение точного значения относительной деформации усадки $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ в произвольный момент времени t производят согласно приложению В.

Таблица 6.6 — Предельные значения полной относительной деформации усадки ε_{cs50} , ‰, бетона ($t = 50$ лет)

Класс цемента ¹⁾	Прочность бетона f_{ck} , МПа	Сухие атмосферные условия (RH = 50 %)				Влажные атмосферные условия (RH = 80 %)			
		Приведенный размер h_0 , мм							
		100	200	250	1000	100	200	250	1000
L	20	0,56	0,55	0,47	0,35	0,33	0,32	0,28	0,21
	35	0,51	0,50	0,44	0,34	0,33	0,32	0,29	0,23
	50	0,48	0,47	0,42	0,34	0,33	0,32	0,30	0,25
	80	0,46	0,45	0,41	0,35	0,35	0,34	0,32	0,29

Окончание таблицы 6.6

Класс цемента ¹⁾	Прочность бетона f_{ck} , МПа	Сухие атмосферные условия (RH = 50 %)				Влажные атмосферные условия (RH = 80 %)			
		Приведенный размер h_0 , мм							
		100	200	250	1000	100	200	250	1000
N	20	0,67	0,66	0,57	0,41	0,39	0,38	0,33	0,25
	35	0,61	0,59	0,52	0,39	0,37	0,37	0,32	0,25
	50	0,56	0,55	0,49	0,38	0,37	0,36	0,32	0,26
	80	0,51	0,50	0,45	0,37	0,36	0,36	0,33	0,29
R	20	0,88	0,86	0,74	0,53	0,51	0,49	0,43	0,31
	35	0,77	0,75	0,65	0,48	0,46	0,45	0,39	0,30
	50	0,69	0,68	0,59	0,45	0,43	0,42	0,37	0,30
	80	0,59	0,58	0,52	0,41	0,40	0,39	0,36	0,30
¹⁾ L, N, R — медленноотвердевающий, нормально твердеющий и быстротвердеющий цемент соответственно.									
<i>Примечания</i> 1 В настоящей таблице приведены средние значения деформаций усадки с коэффициентом вариаций примерно 30 %. 2 h_0 — согласно примечанию таблицы 6.5.									

6.1.5 Диаграммы деформирования бетона при одноосном напряженном состоянии

6.1.5.1 Обобщенной характеристикой механических свойств бетона при одноосном напряженном состоянии является диаграмма деформирования бетона, устанавливающая связь между напряжениями σ_c и продольными относительными деформациями ε_c сжатого бетона при кратковременном действии однократно приложенной нагрузки до установленных предельных значений, соответствующих разрушению бетона при однородном напряженном состоянии.

Диаграмма деформирования бетона при осевом кратковременном сжатии имеет криволинейное очертание с ниспадающей ветвью (рисунок 6.1).

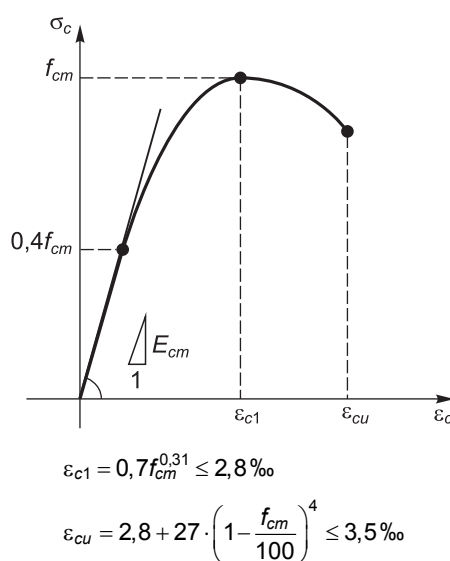


Рисунок 6.1 — Диаграмма деформирования бетона при осевом кратковременном сжатии

6.1.5.2 Для аналитического описания полной диаграммы деформирования бетона нормального веса, а также мелкозернистого бетона в условиях осевого кратковременного сжатия, применяемой при выполнении нелинейных расчетов конструкций, используют зависимость

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k_c \eta_c - \eta_c^2}{1 + (k_c - 2) \cdot \eta_c}, \quad (6.13)$$

где f_{cm} — средняя прочность бетона на осевое сжатие; принимают по таблице 6.1;

$$\eta_c = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}, \quad (6.14)$$

здесь ε_{c1} — относительная деформация, соответствующая пиковой точке диаграммы деформирования ($\varepsilon_{c1} < 0$); принимают по таблице 6.1;

$$k_c = \frac{1,1 E_{cm,n} \cdot |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}, \quad (6.15)$$

$E_{cm,n}$ — модуль упругости бетона для нелинейных расчетов конструкций, ГПа; определяют по формуле

$$E_{cm,n} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}. \quad (6.16)$$

Зависимость (6.13) применяют в интервале относительных деформаций $0 \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu}|$, где ε_{cu} — значение предельной относительной деформации бетона при сжатии; принимают по таблице 6.1.

Для аналитического описания полной диаграммы деформирования легкого бетона в условиях осевого кратковременного сжатия используют зависимость (6.13) и рисунок 6.1 с заменой значений f_{cm} на f_{lcm} , ε_{c1} на ε_{lc1} , ε_{cu} на ε_{lcu1} и $E_{cm,n}$ на $E_{lcm,n}$ в соответствии с таблицей 6.2.

При проверке предельных состояний несущей способности для описания модели сопротивления сечений при действии изгибающих моментов и продольных сил принимают упрощенные диаграммы деформирования бетона, эквивалентные базовой диаграмме.

6.1.5.3 Расчетные значения напряжений в узловых точках диаграммы деформирования f_{cd} и f_{lcd} определяют в соответствии с 6.1.2.11 и 6.1.2.13.

6.1.5.4 В моделях сопротивления сечений элементов железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил допускается применять параболически-линейную диаграмму (рисунок 6.2 а)), при этом взаимосвязь между напряжениями и относительными деформациями установлена зависимостями:

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \text{ при } 0 \leq |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c2}|; \quad (6.17)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \text{ при } |\varepsilon_{c2}| \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu2}|, \quad (6.18)$$

где n — показатель степени; принимают по таблице 6.1;

ε_{c2} — относительные деформации, соответствующие максимальным напряжениям на диаграмме; принимают по таблице 6.1;

ε_{cu2} — расчетные предельные относительные деформации бетона; принимают по таблице 6.1;

f_{cd} — расчетная прочность бетона на сжатие.

В моделях сопротивления сечений элементов железобетонных конструкций из легкого бетона допускается применять параболически-линейную диаграмму с аналитическим описанием зависимостями (6.17), (6.18) по рисунку 6.2 а) с заменой ε_{c2} на ε_{lc2} и ε_{cu2} на ε_{lcu2} согласно таблице 6.2.

6.1.5.5 В моделях сопротивления сечений простой симметричной формы (прямоугольных, тавровых, двутавровых) с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней сечения, и усилиями, действующими в плоскости симметрии, допускается применять прямоугольную эпюру распределения напряжений в пределах эффективной высоты сжатой зоны сечения (рисунок 6.2 б)).

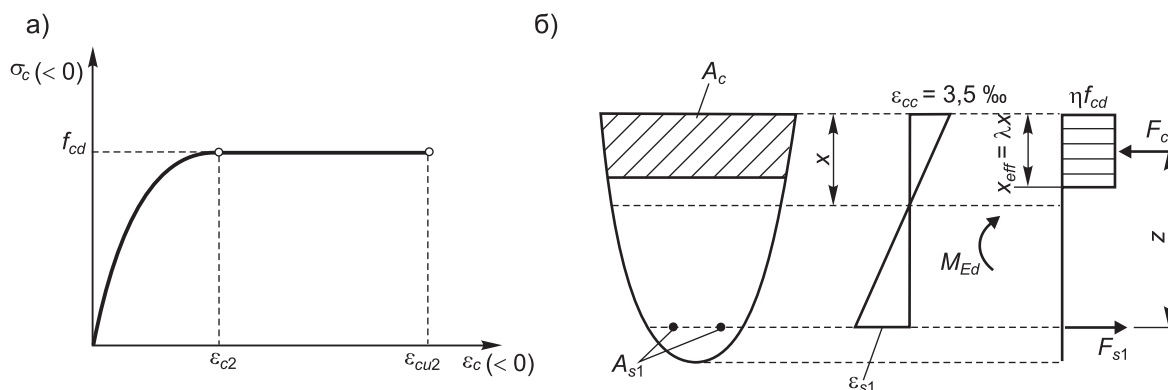


Рисунок 6.2 — Диаграммы деформирования бетона при сжатии, применяемые при расчете сопротивления сечений железобетонных конструкций:
а — параболически-линейная диаграмма;
б — упрощенный прямоугольный блок

Значения коэффициентов λ и η принимают:

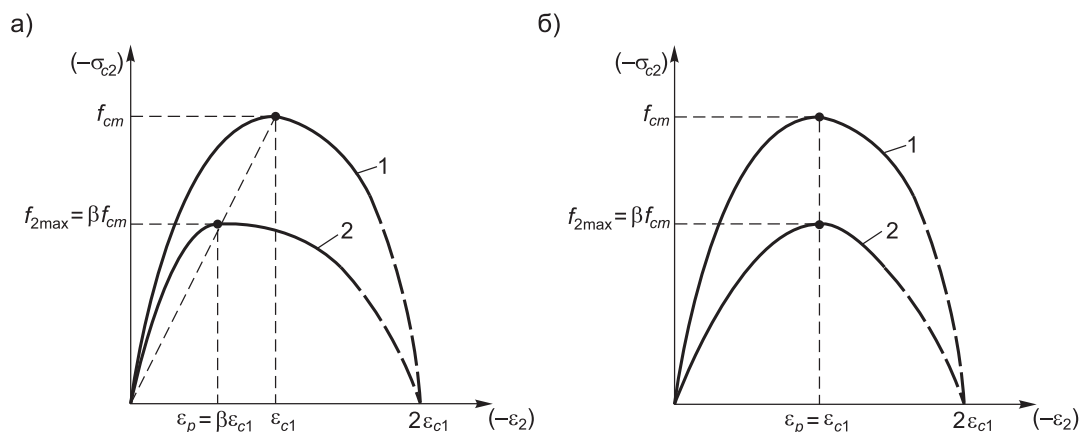
- при $f_{ck} \leq 50$ МПа — $\lambda = 0,8$ и $\eta = 1,0$;
- при $50 < f_{ck} \leq 90$ МПа — $\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50) / 400$ и $\eta = 1 - (f_{ck} - 50) / 200$.

При уменьшении ширины сжатой зоны сечения по направлению к наиболее сжатой грани значения ηf_{cd} умножают на коэффициент, равный 0,9.

Эффективную высоту сжатой зоны сечения $x_{eff} = \lambda x$ определяют в соответствии с разделом 8.

6.1.6 Диаграммы деформирования для железобетонных элементов с диагональными (наклонными) трещинами

6.1.6.1 Для железобетонных элементов, изготовленных из бетона нормального веса и мелкозернистого бетона, при наличии диагональных (наклонных) трещин зависимость $\sigma_2 - \varepsilon_2$, связывающую главные сжимающие напряжения и относительные деформации в бетонной полосе между трещинами, устанавливают путем преобразования исходных базовых диаграмм деформирования бетона в условиях осевого кратковременного сжатия с учетом влияния средних значений главных относительных деформаций растяжения в направлении поперек трещины (рисунок 6.3).



- 1 — базовая диаграмма в условиях осевого кратковременного сжатия;
- 2 — трансформированная диаграмма в условиях плоского напряженного состояния («растяжение — сжатие»)

Рисунок 6.3 — Диаграммы деформирования для железобетонных элементов с диагональными (наклонными) трещинами, связывающие главные сжимающие напряжения и относительные деформации:
а — при учете трансформации относительных деформаций;
б — без учета трансформации относительных деформаций (упрощенная диаграмма деформирования)

6.1.6.2 Для железобетонного элемента с диагональными (наклонными) трещинами (см. рисунок 6.3 а)) используют аналитическое описание диаграммы деформирования в виде сжатого бетона:

$$\sigma_{c2} = f_{2\max} \cdot \left[\frac{\varepsilon_2}{\beta \varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_2}{\beta \varepsilon_{c1}} \right)^2 \right], \quad (6.19)$$

где $f_{2\max}$ — максимальное напряжение в пиковой точке трансформированной диаграммы деформирования; принимают равными βf_{cm} ;

ε_2 — средние значения главных относительных деформаций сжатия, действующих вдоль бетонной полосы, заключенной между наклонными трещинами;

β — коэффициент разупрочнения бетона в условиях плоского напряженного состояния «растяжение — сжатие»; определяют по формуле

$$\beta = \frac{1}{0,80 - 0,34 \cdot \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{c1}}}, \quad (6.20)$$

здесь ε_1 — среднее значение главных относительных деформаций растяжения, действующих в направлении поперек сжатой полосы между диагональными трещинами; $\varepsilon_{c1} < 0$.

Для железобетонного элемента с диагональными (наклонными) трещинами допускается использовать упрощенную трансформированную диаграмму деформирования (рисунок 6.3 б)), для которой корректируют только максимальные напряжения:

$$\sigma_{c2} = f_{2\max} \cdot \left[\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \right], \quad (6.21)$$

где $f_{2\max}$ — максимальное напряжение в бетоне в условиях плоского напряженного состояния «растяжение — сжатие».

При описании упрощенной диаграммы деформирования (см. рисунок 6.3 б)) коэффициент β рассчитывают по формуле

$$\beta = \frac{1}{0,8 + 170 \varepsilon_1}. \quad (6.22)$$

6.1.6.3 При расчете по методу предельных усилий для элементов с диагональными (наклонными) трещинами максимальное значение прочности бетона сжатой полосы, пересеченной поперечной арматурой, определяют по формуле

$$f_{2\max} = \nu f_{cd}, \quad (6.23)$$

где $\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$. (6.24)

6.1.6.4 Зависимость между средними значениями главных растягивающих напряжений σ_{c1} и средними значениями главных относительных деформаций растяжения ε_1 для железобетонных элементов с диагональными (наклонными) трещинами (рисунок 6.4) устанавливают с помощью формул:

$$\sigma_{c1} = \varepsilon_1 E_{cm} \quad \text{при } \varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cr}; \quad (6.25)$$

$$\sigma_{c1} = \frac{0,5 f_{ctk0,05}}{1 + \sqrt{500 \varepsilon_1}} \quad \text{при } \varepsilon_1 > \varepsilon_{cr}, \quad (6.26)$$

где $f_{ctk0,05}$ — характеристическая прочность бетона на осевое растяжение; принимают по таблице 6.1;

ε_{cr} — относительные деформации, соответствующие пиковой точке диаграммы деформирования бетона при осевом растяжении; определяют по формуле

$$\varepsilon_{cr} = f_{ctm} / E_{cm}; \quad (6.27)$$

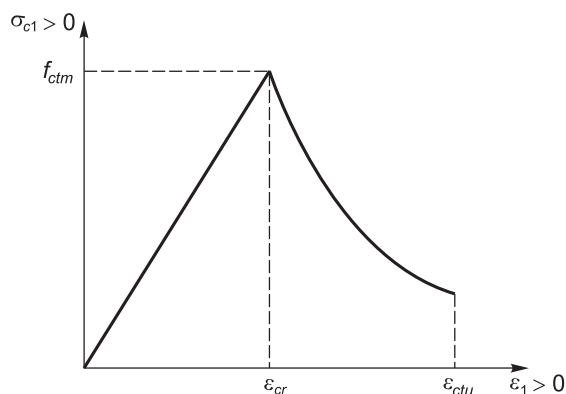


Рисунок 6.4 — Диаграмма, связывающая главные растягивающие напряжения и главные относительные деформации растяжения для железобетонных элементов с диагональными (наклонными) трещинами

6.2 Требования к арматуре

6.2.1 Общие положения

6.2.1.1 Настоящий подраздел устанавливает правила применения следующих видов стальной арматуры при проектировании конструкций из бетона:

- стержней и проволоки в состоянии поставки и после правки;
- арматуры, стойкой к коррозии, в форме стержней в состоянии поставки и после правки;
- каркасов и сварных сеток, изготовленных в заводских условиях.

6.2.1.2 Требования к свойствам стальной арматуры распространяются на материал изделий, находящихся в бетоне конструкций, эксплуатирующихся при температурах от минус 40 °С до 100 °С.

При выполнении на строительной площадке работ, влияющих на свойства арматуры, должен производиться контроль данных свойств после окончания работ.

6.2.2 Свойства арматуры

6.2.2.1 Нормируемые показатели качества арматуры, необходимые для проектирования конструкций, включают:

- классы прочности по СТБ 1704 и СТБ EN 10080;
- классы деформативности (пластичности) по таблице 6.7;
- диаметр.

Таблица 6.7 — Свойства деформативности арматуры

Наименование показателя (характеристики)	Значение показателя для классов деформативности (пластичности) арматуры		
	A	B	C
Минимальное характеристическое значение отношения $k = (f_{tk} / f_{yk})$ для свариваемой арматуры (СТБ EN 10080), 10 %-ный квантиль	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35
Минимальное характеристическое значение отношения $k = (f_{tk} / f_{yk})$ для коррозионно-стойкой арматуры, 10 %-ный квантиль	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35
Характеристическое значение относительного удлинения при максимальной нагрузке ε_{uk} , %, для свариваемой арматуры (СТБ EN 10080), 10 %-ный квантиль	≥2,5	≥5,0	≥7,5
Изгиб (загиб или загиб с разгибом)	Согласно СТБ ISO 15630-1		

6.2.2.2 Для арматуры принимают следующие характеристики:

- характеристические значения физического f_{yk} или условного $f_{0,2k}$ предела текучести;
- максимальный фактический предел текучести $f_{y,max}$;
- прочность на растяжение (временное сопротивление) f_{tk} ;
- характеристическое значение отношения k равное прочности на растяжение к физическому или условному пределу текучести f_{tk} / f_{yk} ;
- характеристическое значение относительного удлинения при максимальной нагрузке ε_{uk} ;
- характеристики сцепления, f_R, f_P ;
- характеристики при испытаниях на перегиб, изгиб в холодном состоянии или изгиб с разгибом;
- усталостная прочность.

6.2.2.3 Арматура должна удовлетворять требованиям СТБ EN 10080 и СТБ 1704.

6.2.2.4 Сцепление арматуры с бетоном является обеспеченным при соблюдении требуемой относительной площади смятия поперечных ребер арматуры f_R .

Примечание — Минимальные значения f_R приведены в СТБ 1704.

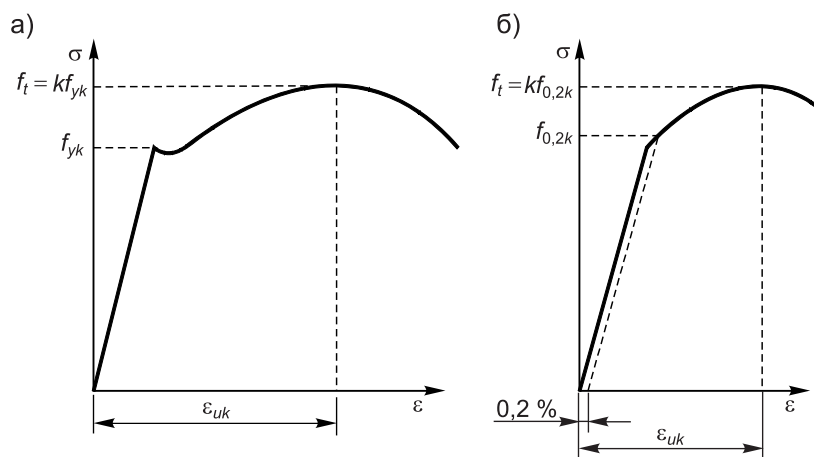
Прочность

6.2.2.5 Предел текучести f_{yk} (или условный предел текучести $f_{0,2k}$ при остаточной относительной деформации 0,2 %) и прочность на растяжение f_{tk} определяют как характеристическую нагрузку, соответствующую текучести, или характеристическую максимальную нагрузку при прямом осевом растяжении, деленную на номинальную площадь поперечного сечения арматурного стержня.

Характеристики пластичности (деформативности)

6.2.2.6 Арматура должна обладать пластичностью, определяемой отношением прочности на растяжение к пределу текучести f_{tk} / f_{yk} и относительным удлинением при максимальной нагрузке ε_{uk} .

6.2.2.7 На рисунке 6.5 приведены диаграммы деформирования «напряжение — относительная деформация» для горячекатаной и холоднодеформированной арматуры.



Примечание — Значения k и ε_{uk} приведены в таблице 6.7.

Рисунок 6.5 — Диаграммы деформирования «напряжение — относительная деформация» для арматуры:
а — горячекатаной;
б — холоднодеформированной

Требования к сварке

6.2.2.8 Сварные арматурные изделия выполняют в соответствии с СТБ EN 10080.

6.2.2.9 В условиях преимущественно статического нагружения сварочные работы выполняют в соответствии с требованиями СТБ ISO 17660-1, СТБ ISO 17660-2, с учетом требований СТБ EN 13670.

6.2.2.10 В условиях циклических нагружений (нагружение не является преимущественно статическим) или, когда проверяется предельное состояние усталости, сварные швы рассчитывают и конструируют в соответствии с ТКП EN 1993-1-1.

Усталостная прочность

6.2.2.11 Усталостную прочность арматуры, при необходимости, проверяют путем испытаний в соответствии с СТБ EN 10080.

Расчетные условия

6.2.2.12 При проектировании конструкций из бетона в расчетных моделях сопротивлений используют номинальную площадь сечения арматуры и расчетное значение прочности арматуры f_{yd} , определяемое путем деления характеристического значения физического предела текучести f_{yk} на частный коэффициент γ_s :

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s. \quad (6.28)$$

6.2.2.13 При аналитическом описании диаграммы деформирования $\sigma_s - \varepsilon_s$ для арматуры, применяемой в проектировании железобетонных конструкций, за исключением коррозионно-стойкой арматуры, применяют:

— идеализированную двухлинейную диаграмму деформирования, имеющую наклонную верхнюю восходящую ветвь, ограниченную предельной относительной деформацией $\varepsilon_{ud} \leq 0,9\varepsilon_{uk}$ и максимальным напряжением kf_{yk} / γ_s (при $\varepsilon_s = \varepsilon_{uk}$), где $k = f_{tk} / f_{yk}$ (рисунок 6.6 а));

— идеализированную двухлинейную диаграмму деформирования с горизонтальной верхней ветвью без ограничения относительной деформации (рисунок 6.6 б)).

Примечание — Значение отношения k принимают по таблице 6.7;

— среднее значение плотности стали, равное 7850 кг/м³;

— расчетные значения модуля упругости стали E_s : 200 ГПа — для свариваемой арматуры; 150 ГПа — для коррозионно-стойкой арматуры — при отсутствии других требований;

— для арматуры, эксплуатирующейся в диапазоне температур от минус 40 °С до 180 °С, коэффициент температурного расширения $\alpha_{s,th} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, для коррозионно-стойкой арматуры — $\alpha_{s,th} = 15 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ при отсутствии более точных значений.

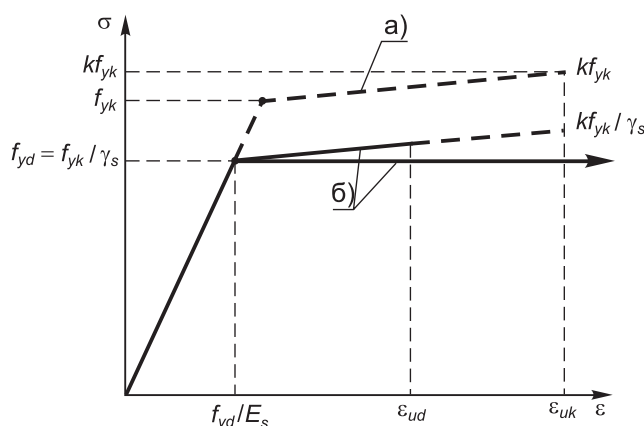


Рисунок 6.6 — Идеализированные диаграммы деформирования «напряжение — относительная деформация» для арматуры (при растяжении и сжатии):
а — характеристическая;
б — расчетная

6.2.3 Арматура для предварительно напряженных конструкций (напрягающие элементы)

Общие положения

6.2.3.1 Настоящий подраздел содержит указания по применению напрягаемой арматуры (проволоки, стержней и канатов) при проектировании предварительно напряженных конструкций.

6.2.3.2 При проектировании предварительно напряженных конструкций, эксплуатируемых при температурах от минус 40 °С до 100 °С, применяют напрягаемую арматуру, соответствующую СТБ prEN 10138-2, СТБ EN 10138-3 и СТБ 1706.

Характеристики напрягаемой арматуры

6.2.3.3 Нормируемые показатели качества напрягаемой арматуры, применяемой при проектировании и изготовлении предварительно напряженных конструкций:

- класс прочности в соответствии с таблицей 6.8;
- вид напрягаемой арматуры (проволочная, канатная, стержневая);
- диаметр или размер стержней.

6.2.3.4 Для напрягаемой арматуры принимают следующие нормируемые характеристики:

- характеристическое значение условного предела текучести $f_{p0,1k}$ при остаточной относительной деформации 0,1 % в соответствии с таблицей 6.8;
- характеристическое значение прочности на растяжение f_{pk} в соответствии с таблицей 6.8;
- характеристическое значение отношения $k_{pk} = f_{pk} / f_{p0,1k}$ в соответствии с таблицей 6.8;
- характеристическое значение относительного удлинения при максимальной нагрузке ε_{uk} в соответствии с таблицей 6.8;
- усталостная прочность;
- релаксация напряжений в арматуре в изотермических условиях.

Прочность

6.2.3.5 Условный предел текучести $f_{p0,1k}$ при остаточной относительной деформации 0,1 % и прочность на растяжение f_{pk} определяют как характеристическую нагрузку при остаточной деформации 0,1 % или максимальную нагрузку при осевом растяжении, деленные на номинальную площадь поперечного сечения арматурного стержня (рисунок 6.7).

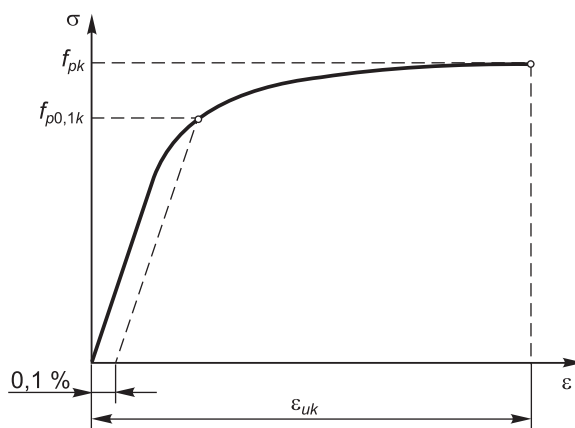


Рисунок 6.7 — Диаграмма деформирования «напряжение — относительная деформация» для напрягаемой арматуры

Таблица 6.8 — Свойства напрягаемой арматуры

Наименование показателя (характеристики)		Значения показателя для арматуры											
		проволочной по СТБ prEN 10138-2				канатной по СТБ EN 10138-3				стержневой по СТБ prEN 10138-1			
		для классов прочности											
		Y1570	Y1670	Y1770	Y1860	Y1770	Y1860	Y1960	Y2060	Y1030	Y1050	Y1100	Y1230
Прочность	Минимальное характеристическое значение условного предела текучести $f_{p0,1k}$, МПа, 5 %-ный квантиль	1380	1470	1550	1650	1550	1650	1740	1810	830	950	890	1080
	Минимальное характеристическое значение прочности на растяжение f_{pk} , МПа, 5 %-ный квантиль	1570	1670	1770	1860	1770	1860	1960	2060	1030	1050	1100	1230
	Максимальное значение фактической прочности на растяжение для каждого индивидуального опытного образца, МПа	1800	1920	2030	2140	2030	2140	2250	2370	1180	1210	1260	1370
Усталостная прочность	Интервал усталостных напряжений при испытаниях, МПа, для $N \geq 2 \cdot 10^6$ циклов с верхним пределом напряжений $0,7f_{pk}$, 10 %-ный квантиль	200 — для гладкой проволоки; 180 — для холоднодеформированной проволоки				190 — для канатов из гладких проволок; 170 — для канатов из холоднодеформированных проволок				180 — для стержней $\phi \leq 40$ мм; 120 — для стержней $\phi > 40$ мм			
Деформативность (пластичность)	Минимальное характеристическое значение отношения $k_{pk} = f_{pk} / f_{p0,1k}$	$\geq 1,10$				$\geq 1,10$				$\geq 1,10$			
	Характеристическое значение относительного удлинения при максимальной нагрузке ε_{uk} , %, 10 %-ный квантиль	$\geq 3,5$				$\geq 3,5$				$\geq 3,5$			
	Гибкость	Минимальное число загибов (разгибов) — по СТБ prEN 10138-2				Растяжение при изгибе — по СТБ EN 10138-3				—			

Окончание таблицы 6.8

Наименование показателя (характеристики)		Значения показателя для арматуры											
		проволочной по СТБ prEN 10138-2				канатной по СТБ EN 10138-3				стержневой по СТБ prEN 10138-1			
		для классов прочности											
		Y1570	Y1670	Y1770	Y1860	Y1770	Y1860	Y1960	Y2060	Y1030	Y1050	Y1100	Y1230
Релаксация	Максимальные потери от релаксации напряжений в стали после 1000 ч нагружения при начальных напряжениях, равных 70 % от фактической прочности на растяжение ρ_{1000}	2,5 %				2,5 %				6 % — для $\phi \leq 15$ мм; 4 % — для $\phi > 15$ мм			
	Максимальные потери от релаксации напряжений в стали после 1000 ч нагружения при начальных напряжениях, равных 80 % от фактической прочности на растяжение ρ_{1000}	4,5 %				4,5 %				Согласно испытаний, если начальное напряжение $\geq 0,7f_{pk}$			
Примечание — Потери от релаксации напряжений в стали определены при средней температуре 20 °С. Влияние температуры на потери от релаксации напряжений следует определять по 5.7.3.6.													

Характеристики пластичности (деформативности)

6.2.3.6 Напрягаемая арматура должна обладать достаточной пластичностью (деформативностью) согласно СТБ prEN 10138-2, СТБ EN 10138-3 и СТБ 1706.

6.2.3.7 Пластическая часть деформаций в общем удлинении может считаться достаточной, если напрягаемая проволока и канаты достигают нормируемого характеристического значения относительного удлинения при предельной нагрузке согласно СТБ prEN 10138-2, СТБ EN 10138-3 и СТБ 1706.

6.2.3.8 Пластичность (деформативность) при растяжении для напрягающих элементов считается достаточной, если соблюдается условие $f_{pk} / f_{p0,1k} \geq k_{pk}$ (где k_{pk} — приведено в таблице 6.8).

Усталостная прочность

6.2.3.9 Напрягающие элементы должны иметь заданную усталостную прочность.

6.2.3.10 Уровень усталостных напряжений для напрягающих элементов следует принимать в соответствии с СТБ prEN 10138-2, СТБ EN 10138-3 и по таблице 6.8.

Расчетные условия

6.2.3.11 При проектировании предварительно напряженных конструкций в расчетных моделях сопротивлений используют номинальную площадь сечения напрягаемой арматуры и расчетное значение прочности арматуры f_{pd} , определяемое путем деления характеристического значения условного предела текучести $f_{p0,1k}$ на частный коэффициент γ_s :

$$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s. \quad (6.29)$$

6.2.3.12 При аналитическом описании диаграммы деформирования $\sigma - \varepsilon_p$ для напрягающих элементов, применяемых в проектировании предварительно напряженных конструкций, используют:

— идеализированную двухлинейную диаграмму деформирования, имеющую наклонную верхнюю восходящую ветвь, ограниченную предельной относительной деформацией $\varepsilon_{ud} \leq 0,9\varepsilon_{uk}$ и максимальным напряжением f_{pk} / γ_s при ε_{uk} (рисунок 6.8 а);

— идеализированную двухлинейную диаграмму деформирования с горизонтальной верхней ветвью без ограничения относительной деформации (рисунок 6.8 б)).

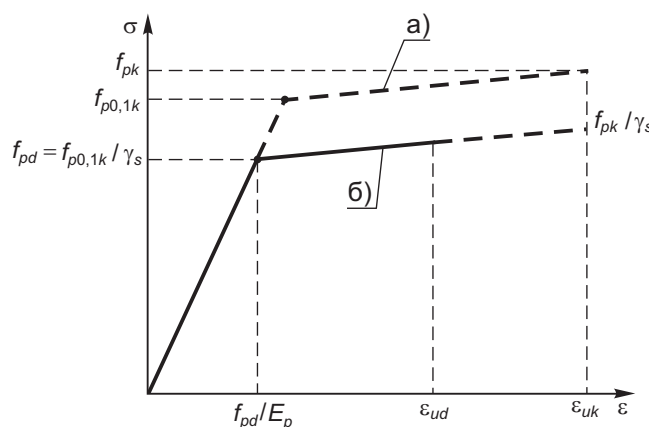


Рисунок 6.8 — Идеализированные диаграммы деформирования «напряжение — относительная деформация» для напрягаемой арматуры:
а — характеристическая;
б — расчетная

6.2.3.13 Расчетное значение модуля упругости E_p допускается принимать равным 200 ГПа. При необходимости получения более точного расчетного значения модуля упругости его определяют по соответствующим сертификатам.

Примечание — Фактическое значение модуля упругости для стержней и проволоки составляет 205 ГПа. В зависимости от технологии производства и геометрических параметров фактический модуль упругости для канатов может составлять от 190 до 200 ГПа.

6.2.3.14 Среднее значение плотности стали, применяемой для изготовления напрягающих элементов, составляет 7850 кг/м^3 .

6.2.3.15 При отсутствии более точных значений принимают коэффициент температурного расширения $\alpha_{s,th} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$.

Потери от релаксации напряжений в арматуре принимают по таблице 6.8.

6.2.4 Напрягающие элементы в оболочках

6.2.4.1 Для напрягающих элементов в оболочках (например, напрягающих элементов со сцеплением с бетоном в каналах, напрягающих элементов без сцепления с бетоном и т. д.) следует предусматривать надежную защиту от коррозии.

6.2.4.2 Напрягающие элементы в оболочках должны быть надежно защищены от воздействия огня за счет назначения соответствующей толщины защитного слоя бетона.

6.2.5 Общие требования к системам предварительного напряжения

Общие положения для анкерных устройств и соединительных муфт

6.2.5.1 Настоящий пункт распространяется на анкерные устройства (анкеры) и соединительные муфты (далее — муфты), предназначенные для применения в постнапряженных конструкциях, а также на:

— анкеры, используемые для передачи усилия от напрягающих элементов на бетон в зоне анкеровки;

— муфты, используемые для соединения отдельных участков напрягающих элементов в один непрерывный напрягающий элемент.

6.2.5.2 Анкеры и муфты для систем предварительного напряжения применяют по соответствующим ТНПА на изделия.

6.2.5.3 Конструирование зон анкеровки следует выполнять в соответствии с требованиями настоящих строительных правил.

Механические свойства и зона анкеровки для анкерных устройств и муфт

6.2.5.4 Анкерные устройства и муфты в напрягающих элементах должны удовлетворять требованиям к прочности, деформативности и усталостной прочности.

6.2.5.5 Данные требования считают выполненными при следующих условиях:

— геометрические параметры и характеристики материалов, из которых изготавливают составляющие элементов анкеров и муфт, удовлетворяют требованиям ТНПА при условии исключения их предварительного разрушения;

— исключено разрушение напрягающих элементов в местах их соединения с анкерами и муфтами;

— удлинение при отказе узлов составляет более 2 %;

— отсутствуют узлы «напрягающий элемент — анкер» в зонах с высоким уровнем напряжений;

— усталостные характеристики составляющих частей анкеров и муфт соответствуют сертификатам и технической документации.

6.2.5.6 Прочность анкерных устройств и зон анкеровки должна быть достаточной для передачи усилия обжатия на бетон. Образование трещин в зоне анкеровки напрягающих элементов не допускается.

6.3 Долговечность и защита арматуры

6.3.1 Общие положения

6.3.1.1 Конструкции из бетона должны удовлетворять требованиям по эксплуатационной пригодности в течение всего проектного срока службы без значительной потери эксплуатационных свойств при соответствующих экономически обоснованных эксплуатационных расходах.

6.3.1.2 Необходимые меры защиты конструкции устанавливают с учетом ее назначения, проектного срока эксплуатации согласно СН 2.01.01, программы обслуживания и текущих ремонтов.

6.3.1.3 Защита арматуры от коррозии зависит от характеристик бетона (например, плотности), качества и толщины защитного слоя, наличия трещин. Плотность и качество защитного слоя бетона достигаются ограничением водоцементного отношения, требованием к минимальному содержанию цемента согласно СТБ EN 206 и могут быть обеспечены при минимальном классе прочности бетона.

6.3.1.4 Металлические закладные детали и элементы крепления, установленные стационарно или заменяемые, следует использовать с защитным покрытием или выполнять из коррозионно-стойкого материала.

6.3.1.5 Другие требования настоящего подраздела следует рассматривать для особых расчетных ситуаций (например, для конструкций с более коротким или более длительным сроком эксплуатации; для конструкций, подвергающихся экстремальным или особым воздействиям и т. п.).

6.3.2 Условия окружающей среды

6.3.2.1 Условия окружающей среды — это химические и физические воздействия и влияния, в которых находится конструкция в процессе эксплуатации.

6.3.2.2 Условия окружающей среды в соответствии с СТБ EN 206 классифицируются по классам экспозиции согласно таблице 6.9.

Таблица 6.9 — Классы экспозиции, соответствующие условиям окружающей среды согласно СТБ EN 206

Класс экспозиции	Окружающая среда (условия)	Справочные примеры для определения класса экспозиции
1 Отсутствие риска коррозии и химического воздействия		
X0	Для бетона без арматуры или заделанного металла; все условия, за исключением попеременного замораживания и оттаивания, физического или химического воздействия. Для бетона с арматурой или заделанным металлом — предельно сухая	Бетон внутри зданий с крайне низкой влажностью воздуха ($RH = 40\%$ и менее)
2 Коррозия, вызванная карбонизацией		
XC1	Сухая или постоянно влажная	Бетон внутри зданий с низкой влажностью воздуха (до $RH = 60\%$); бетон, постоянно находящийся в воде
XC2	Влажная, редко сухая	Поверхности бетона, длительное время орошаемые водой; большинство фундаментов
XC3	Умеренно влажная	Бетон в мокрых помещениях или помещениях с высокой влажностью воздуха ($RH \geq 80\%$); бетон, защищенный от осадков на открытом воздухе
XC4	Попеременно влажная и сухая	Поверхности бетона, орошаемые водой, которые не относятся к классу XC2
3 Коррозия, вызванная хлоридами		
XD1	Умеренно влажная	Поверхности бетона, подверженные воздействию воздуха, содержащего хлориды
XD2	Влажная, редко сухая	Плавательные бассейны; изделия из бетона, подверженные воздействию промышленных стоков, содержащих хлориды
XD3	Попеременно влажная и сухая	Части мостов, подверженных воздействию аэрозолей, содержащих хлориды; дорожные покрытия; плиты паркингов

Окончание таблицы 6.9

Класс экспозиции	Окружающая среда (условия)	Справочные примеры для определения класса экспозиции
4 Воздействие попеременного замораживания и оттаивания		
XF1	Умеренное насыщение водой без содержания антиобледенителей	Вертикальные поверхности бетона, подверженные воздействию осадков и замораживанию
XF2	Умеренное насыщение водой с содержанием воздухововлекающих противоморозных добавок	Вертикальные поверхности бетона дорожных сооружений, подверженные замораживанию и действию воздухововлекающих противоморозных добавок
XF3	Высокое насыщение водой без содержания антиобледенителей	Горизонтальные поверхности бетона, подверженные воздействию осадков и замораживанию
XF4	Высокое насыщение водой с содержанием антиобледенителей или морской воды	Дорожные и мостовые плиты, подверженные воздействию антиобледенителей; бетонные поверхности, подверженные прямому воздействию аэрозолей, содержащих антиобледенители, а также замораживанию; морские сооружения в зоне попадания брызг воды и подверженные замораживанию
5 Химическое воздействие		
XA1	Незначительное химическое воздействие	Естественные почвы и грунтовые воды; агрессивные жидкости и газы
XA2	Умеренное химическое воздействие	
XA3	Сильное химическое воздействие	

6.3.2.3 Дополнительно к условиям согласно таблице 6.9 следует учитывать определенные виды агрессивных или косвенных воздействий окружающей среды, включая:

а) химическое воздействие (коррозия), вызванное(-ая):

- 1) использованием конструкции, здания или сооружения по назначению (например, хранение агрессивных жидкостей, газов и т. п.);
- 2) растворами кислот или сульфатных солей (согласно СТБ EN 206);
- 3) хлоридами, содержащимися в бетоне (согласно СТБ EN 206);
- 4) реакциями едкой щелочи и заполнителя (согласно ТНПА);

б) физическое воздействие, вызванное:

- 1) температурными колебаниями;
- 2) износом (истиранием);
- 3) проникновением воды (согласно СТБ EN 206);
- 4) попеременным замораживанием и оттаиванием.

6.3.3 Требования к долговечности

6.3.3.1 Для достижения требуемого проектного срока службы конструкции назначают мероприятия для защиты элементов конструкций от соответствующих воздействий окружающей среды.

6.3.3.2 Требования к долговечности обеспечиваются:

- выбором конструктивного решения;
- выбором строительных материалов;
- конструированием элементов;
- процессом производства работ;

— контролем качества на всех стадиях возведения конструкций;
 — техническим обслуживанием в процессе эксплуатации;
 — проверкой соответствия материалов и изделий;
 — специальными мероприятиями (например, применением нержавеющей стали, антикоррозионных покрытий, катодной защиты).

6.3.4 Методы проверки долговечности

Защитный слой бетона

6.3.4.1 Номинальную толщину защитного слоя бетона указывают в рабочих чертежах. Номинальную толщину защитного слоя определяют как сумму минимальной толщины защитного слоя $c_{\min}$ и допустимого отклонения Δc_{dev} по формуле

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}. \quad (6.30)$$

Минимальная толщина защитного слоя бетона

6.3.4.2 Минимальную толщину защитного слоя бетона $c_{\min}$ назначают из условия обеспечения:

- надежного сцепления арматуры и окружающего бетона, требований анкеровки;
- защиты стали от коррозии (долговечности);
- соответствующей огнестойкости.

6.3.4.3 Минимальную толщину защитного слоя бетона $c_{\min}$ назначают как большее значение из условия

$$c_{\min} = \max \{ c_{\min,b}; c_{\min,dur}; 10 \text{ мм} \}, \quad (6.31)$$

где $c_{\min,b}$ — минимальная толщина защитного слоя бетона в зависимости от условия сцепления;

$c_{\min,dur}$ — минимальная толщина защитного слоя бетона в зависимости от условий защиты от воздействий окружающей среды.

6.3.4.4 Для обеспечения надежного сцепления (передачи усилий сцепления) и качественного уплотнения бетонной смеси минимальная толщина защитного слоя бетона должна быть не менее $c_{\min,b}$ согласно таблице 6.10.

Таблица 6.10 — Требования к минимальной толщине защитного слоя бетона $c_{\min,b}$ и обеспечению сцепления бетона с арматурой

Положение стержней	Минимальная толщина защитного слоя $c_{\min,b}$ ¹⁾
Отдельный стержень	Равна диаметру стержня
Сгруппированные вместе стержни	Равна эквивалентному диаметру стержня ϕ_n
Механически соединенные стержни	Равна наружному диаметру муфты
¹⁾ При номинальном максимальном диаметре крупного заполнителя более 32 мм $c_{\min,b}$ увеличивают на 5 мм.	
<i>Примечание</i> — Рекомендуемые значения толщины $c_{\min,b}$ для каналов постнатяженных конструкций: — круглые каналы — равна диаметру канала; — прямоугольные каналы — равна большему из значений: меньшему размеру или половине большего размера; — защитный слой более 80 мм — для круглых и прямоугольных каналов не используется. Рекомендуемые значения минимальной толщины защитного слоя бетона $c_{\min,b}$ для предварительно напряженных элементов с натяжением на упоры: — 1,5-кратный диаметр каната, или гладкой проволоки, или стержня; — 2,5-кратный диаметр рифленой проволоки.	

6.3.4.5 Минимальную толщину защитного слоя $c_{\min,dur}$ для арматурной стали и напрягающих элементов в бетоне нормального веса определяют для классов конструкции из условий обеспечения долговечности в зависимости от классов экспозиции.

Рекомендуемые значения $c_{\min,dur}$ из условий обеспечения долговечности для классов конструкций принимают согласно таблице 6.11 — для арматурной стали, таблице 6.12 — для напрягаемой арматуры.

Примечание — Рекомендуемым классом конструкций (для срока эксплуатации 50 лет) является класс S4, для которого минимальные классы бетона по прочности на сжатие приведены согласно приложению Г (таблица Г.1), а рекомендуемая классификация конструкций приведена в таблице 6.13. Рекомендуемый минимальный класс конструкций — S1.

Таблица 6.11 — Минимальная толщина защитного слоя бетона $c_{\min,dur}$ из условий обеспечения долговечности для арматурной стали согласно EN 10080

В миллиметрах

Класс конструкции	Значение $c_{\min,dur}$ для арматурной стали для классов экспозиции						
	X0	XC1	XC2, XC3	XC4	XD1	XD2	XD3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Таблица 6.12 — Минимальная толщина защитного слоя бетона $c_{\min,dur}$ из условий обеспечения долговечности для напрягаемой арматуры

В миллиметрах

Класс конструкции	Значение $c_{\min,dur}$ для напрягаемой арматуры для классов экспозиции						
	X0	XC1	XC2, XC3	XC4	XD1, XS1	XD2, XS2	XD3, XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Таблица 6.13 — Рекомендуемая классификация конструкций

Критерий	Класс экспозиции						
	X0	XC1	XC2, XC3	XC4	XD1	XD2	XD3
Проектный срок эксплуатации 100 лет	Повысить класс на две ступени						
Класс бетона по прочности на сжатие ¹⁾	≥C30/37	≥C30/37	≥C35/45	≥C40/50	≥C40/50	≥C40/50	≥C45/55
	Снизить класс на одну ступень						
Элемент с плитной геометрией (положение арматуры не влияет на процесс возведения)	Снизить класс на одну ступень						

Окончание таблицы 6.13

Критерий	Класс экспозиции						
	X0	XC1	XC2, XC3	XC4	XD1	XD2	XD3
Производство бетона на предприятии с сертифицированной системой контроля качества	Снизить класс на одну ступень						
Примечание — Класс бетона по прочности на сжатие и водоцементное отношение рассматривают как взаимосвязанные параметры.							
1) Для получения бетона пониженной проницаемости применяют специальные составы бетона (тип цемента, водоцементное отношение, наполнители). Требуемые классы бетона по прочности на сжатие могут быть снижены на одну ступень, если воздухопроницаемость бетона более 4 %.							

6.3.4.6 Толщину защитного слоя бетона для поперечной и распределительной арматуры следует принимать на 5 мм менее значений, приведенных в таблицах 6.10–6.12 для соответствующих классов экспозиции, но не менее 10 мм.

6.3.4.7 При укладке слоя монолитного бетона на бетонный сборный элемент или изделие минимальную толщину защитного слоя бетона от арматуры до контактной поверхности допускается уменьшать до значения, обеспечивающего сцепление при следующих условиях:

- класс бетона по прочности на сжатие должен быть не ниже C25/30;
- контактная поверхность сборного элемента должна быть шероховатой.

6.3.4.8 Для напрягающих элементов без сцепления арматуры с бетоном толщина защитного слоя бетона должна быть принята с учетом требований обеспечения огнестойкости.

6.3.4.9 Для неровных (шероховатых) поверхностей (например, с выступающим заполнителем) минимальная толщина защитного слоя бетона должна быть увеличена на 5 мм.

6.3.4.10 Для бетонов, подвергающихся в процессе эксплуатации попеременному замораживанию и оттаиванию или агрессивному воздействию окружающей среды (классы экспозиции XF и XA), следует осуществлять соответствующий подбор состава бетона согласно СТБ EN 206 и требованиям ТНПА.

6.3.4.11 Для обеспечения износоустойчивости (истирания) бетонной поверхности выполняют подбор заполнителей согласно СТБ EN 206. В качестве альтернативного варианта обеспечения износоустойчивости является увеличение толщины защитного слоя бетона. При этом минимальную толщину защитного слоя бетона c_{min} допускается увеличивать для классов механического истирания: XM1 — на $k_1 = 5$ мм; XM2 — на $k_2 = 10$ мм; XM3 — на $k_3 = 15$ мм.

6.3.4.12 Минимальную толщину защитного слоя легкого бетона $c_{min,dur}$ из условий обеспечения долговечности следует принимать на 5 мм более значений, приведенных в таблицах 6.10–6.12 для соответствующих классов экспозиции.

Допустимые отклонения толщины защитного слоя бетона при проектировании

6.3.4.13 При расчете номинальной толщины защитного слоя бетона c_{nom} суммируют значения величины минимальной толщины защитного слоя бетона и допустимого отклонения толщины защитного слоя Δc_{dev} . Требуемую толщину защитного слоя бетона суммируют с абсолютным значением допустимого отрицательного отклонения.

Примечание — Рекомендуемое значение отклонения толщины защитного слоя бетона $\Delta c_{dev} = 10$ мм.

6.3.4.14 При выполнении расчетов следует использовать номинальную толщину защитного слоя бетона c_{nom} , которую указывают в рабочих чертежах, за исключением случаев, когда устанавливают другое значение, отличное от номинального (например, минимальное значение).

6.3.4.15 Значение отклонения толщины защитного слоя бетона Δc_{dev} допускается снижать в следующих случаях:

- для предприятий с сертифицированной системой контроля качества, включающей измерения толщины защитного слоя, — $10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ мм}$;
- при использовании для контроля толщины защитного слоя очень точных измерительных приборов с последующей отбраковкой элементов конструкций, не удовлетворяющих критериям соответствия, — $10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ мм}$.

7 Характеристики сцепления

7.1 Сцепление арматуры с бетоном

7.1.1 Настоящий раздел устанавливает правила применения диаграмм $\tau_b - s_b$, описывающих сцепление по контакту арматурного стержня периодического профиля с ребрами с окружающим бетоном.

Для условий монотонного нагружения значение напряжения сцепления τ_b между арматурным стержнем и окружающим бетоном при вытягивании рассчитывают в зависимости от величины взаимного смещения s_b , определяемой параллельно оси стержня (рисунок 7.1), по следующим формулам:

$$\tau_b = \tau_{b,\max} \cdot (s_b / s_{b1})^{\alpha_b} \quad \text{при } 0 \leq s_b \leq s_{b1}; \quad (7.1)$$

$$\tau_b = \tau_{b,\max} \quad \text{при } s_{b1} \leq s_b \leq s_{b2}; \quad (7.2)$$

$$\tau_b = \tau_{b,\max} - (\tau_{b,\max} - \tau_{bf}) \cdot (s_b - s_{b2}) / (s_{b3} - s_{b2}) \quad \text{при } s_{b2} \leq s_b \leq s_{b3}; \quad (7.3)$$

$$\tau_b = \tau_{bf} \quad \text{при } s_{b3} < s_b. \quad (7.4)$$

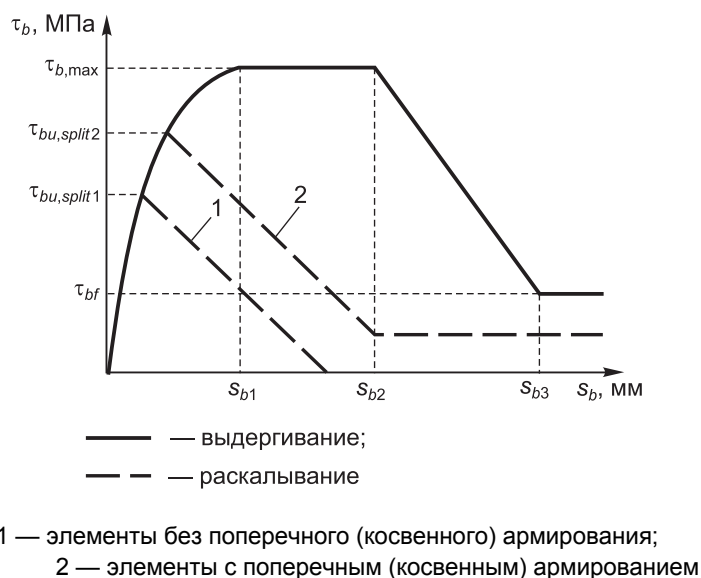


Рисунок 7.1 — Диаграмма $\tau_b - s_b$ для арматурных стержней периодического профиля с ребрами

7.1.2 Значения параметров диаграммы $\tau_b - s_b$, показанной на рисунке 7.1, приведены в таблице 7.1.

Таблица 7.1 — Значения параметров диаграммы $\tau_b - s_b$

Обозначение параметра	Значение параметра					
	Выдергивание, $\varepsilon_s < \varepsilon_y$		Раскалывание, $\varepsilon_s < \varepsilon_y$			
	Хорошие условия сцепления арматуры	Все другие условия сцепления арматуры	Хорошие условия сцепления арматуры для элемента		Все другие условия сцепления арматуры для элемента	
			без поперечного (косвенного) армирования	с поперечным (косвенным) армированием	без поперечного (косвенного) армирования	с поперечным (косвенным) армированием
$\tau_{b,\max}$	$2,5 \cdot \sqrt{f_{cm}}$	$1,25 \cdot \sqrt{f_{cm}}$	$2,5 \cdot \sqrt{f_{cm}}$	$2,5 \cdot \sqrt{f_{cm}}$	$1,25 \cdot \sqrt{f_{cm}}$	$1,25 \cdot \sqrt{f_{cm}}$
$\tau_{bu,split}$	—	—	$7,0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$	$8,0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$	$5,0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$	$5,5 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$

Окончание таблицы 7.1

Обозначение параметра	Значение параметра					
	Выдергивание, $\varepsilon_s < \varepsilon_y$		Раскалывание, $\varepsilon_s < \varepsilon_y$			
	Хорошие условия сцепления арматуры	Все другие условия сцепления арматуры	Хорошие условия сцепления арматуры для элемента		Все другие условия сцепления арматуры для элемента	
			без поперечного (косвенного) армирования	с поперечным (косвенным) армированием	без поперечного (косвенного) армирования	с поперечным (косвенным) армированием
s_{b1} , мм	1,0	1,8	$s(\tau_{bu,split})$	$s(\tau_{bu,split})$	$s(\tau_{bu,split})$	$s(\tau_{bu,split})$
s_{b2} , мм	2,0	3,6	s_{b1}	s_{b1}	s_{b1}	s_{b1}
s_{b3} , мм	c_{clear}	c_{clear}	$1,2s_{b1}$	$0,5c_{clear}$	$1,2s_{b1}$	$0,5c_{clear}$
α_b	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
τ_{bf}	$0,4\tau_{max}$	$0,4\tau_{max}$	0	$0,4\tau_{bu,split}$	0	$0,4\tau_{bu,split}$
Примечания 1 Значение c_{clear} — расстояние в свету между ребрами стержня периодического профиля. 2 Вторую и третью графы применяют при условии толщины защитного слоя $\geq 5\phi$ и расстояния в свету между стержнями $\geq 10\phi$ или при наличии косвенного армирования.						

7.1.3 Для сечений, расположенных на расстоянии $x \leq 2\phi$ от грани трещины нормального отрыва, напряжение сцепления τ_b снижают путем умножения на коэффициент λ_b , который определяют по формуле

$$\lambda_b = 0,5 \cdot (x / \phi) \leq 1. \quad (7.5)$$

7.1.4 Напряжение сцепления, определяемое по формулам (7.1)–(7.4), корректируют с применением коэффициентов Ω_y , $\Omega_{p,tr}$, Ω_{cr} и Ω_{cycl} , учитывающих соответственно влияние эффекта текучести в арматурном стержне, поперечного давления, продольных параллельных оси стержня трещин, циклических нагрузжений на напряжение сцепления, по формуле

$$\tau_{b,m} = \tau_b \Omega_y \Omega_{p,tr} \Omega_{cr} \Omega_{cycl}, \quad (7.6)$$

где $\tau_{b,m}$ — скорректированное напряжение сцепления;

τ_b — напряжение сцепления; определяют по формулам (7.1)–(7.4).

7.1.5 Коэффициент, учитывающий влияние текучести в арматурном стержне, Ω_y принимают:

— при $\varepsilon_s < \varepsilon_y$ $\Omega_y = 1,0$;

— при $\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$,

$$\Omega_y = 1,0 - 0,85 \cdot (1 - e^{-5ab}), \quad (7.7)$$

где

$$a = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_y}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_y}; \quad (7.8)$$

$$b = \left[2 - \frac{f_{tm}}{f_{ym}} \right]^2, \quad (7.9)$$

здесь f_{tm} и f_{ym} — средние значения прочности на растяжение и предела текучести арматуры соответственно.

7.1.6 Коэффициент, учитывающий влияние поперечного давления $\Omega_{p,tr}$, определяют по формулам:

— при растяжении ($0 \leq p_{tr} \leq f_{ctm}$)

$$\Omega_{p,tr} = 1,0 - \frac{0,3p_{tr}}{f_{ctm}}; \quad (7.10)$$

— при сжатии ($p_{tr} \leq 0$)

$$\Omega_{p,tr} = 1,0 - \tanh \left[0,2 \cdot \frac{p_{tr}}{0,1f_{cm}} \right], \quad (7.11)$$

где p_{tr} — среднее давление в бетоне (ортогонально к оси стержня), усредненное в объеме вокруг стержня диаметром 3ϕ .

7.1.7 Коэффициент, учитывающий влияние продольных параллельных оси стержня трещин, образующихся при его выдергивании из бетона Ω_{cr} , рассчитывают по формуле

$$\Omega_{cr} = 1 - 1,2w_{cr}, \quad (7.12)$$

где w_{cr} — ширина раскрытия продольных трещин, мм;

Для элемента, работающего без продольных трещин — $\Omega_{cr} = 1,0$.

7.1.8 Коэффициент, учитывающий влияние циклических нагрузжений Ω_{cycl} , рассчитывают по формуле

$$\Omega_{cycl} = \exp \left[-1,2 \cdot \left(A_{cycl} / A_0 \right)^{1,1} \right], \quad (7.13)$$

где A_{cycl} — рассеянная энергия при циклическом нагружении;

A_0 — рассеянная энергия при монотонном нагружении.

7.2 Срез по контакту между бетонами, укладываемыми в разное время

7.2.1 Напряжение среза по контакту между бетонами, укладываемыми в разное время, должно удовлетворять условию

$$V_{Ed,j} \leq V_{Rd,j},$$

где $V_{Ed,j}$ — расчетное напряжение среза по контакту; определяют по формуле

$$V_{Ed,j} = \frac{\beta_j V_{Ed}}{zb_j}, \quad (7.14)$$

здесь β_j — отношение равнодействующей продольного усилия в новом бетоне к полному продольному усилию в сжатой или растянутой зоне для рассматриваемого сечения;

V_{Ed} — расчетная поперечная сила;

z — плечо внутренней пары сил в составном сечении;

b_j — ширина контакта, мм (рисунок 7.2);

$V_{Rd,j}$ — расчетное сопротивление срезу по контакту; определяют по формуле

$$V_{Rd,j} = c_j f_{ctd} + \mu_j \sigma_n + \rho f_{yd} \cdot (\mu_j \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5v f_{cd}, \quad (7.15)$$

здесь c_j и μ_j — коэффициенты, зависящие от шероховатости поверхности контакта; определяют согласно 7.2.2;

f_{ctd} — расчетная прочность на растяжение бетона;

σ_n — напряжение, вызванное, минимальной внешней силой, нормальной действующей перпендикулярно контакту, действие которого допускается одновременно с поперечной силой (положительное для сжатия, так что $\sigma_n < 0,6f_{cd}$, и негативное для растяжения). Если σ_n — напряжение растяжения, то $c_j f_{ctd} = 0$;

$$\rho = \frac{A_{sw}}{A_i}, \quad (7.16)$$

A_{sw} — площадь сечения поперечной арматуры, проходящего через контакт (при наличии), с требуемым анкерным креплением с обеих сторон контакта;

A_i — площадь контакта;

α — угол наклона арматуры, пересекающей контакт; определяют по рисунку 7.3, но должен находиться в диапазоне от 45° до 90° ;

ν — понижающий коэффициент прочности бетона.

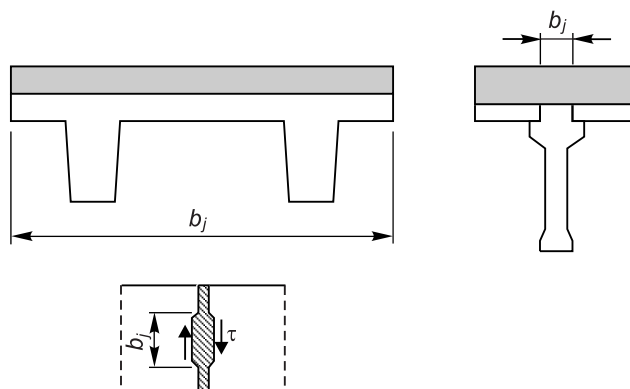


Рисунок 7.2 — Примеры контактов

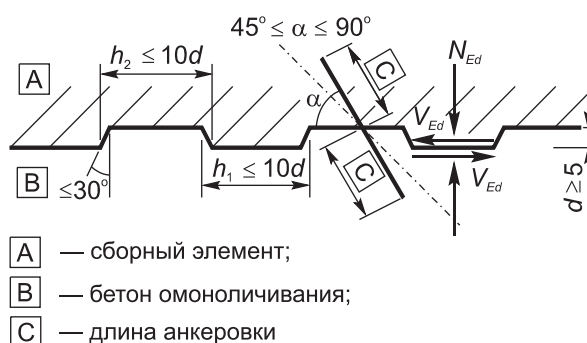


Рисунок 7.3 — Пример шпоночной поверхности контакта

7.2.2 При отсутствии других данных, характеризующих степень шероховатости контакта, поверхность может быть:

— очень гладкой: поверхность, полученная в результате отпечатка поверхности стали, пластмассы или специально подготовленной деревянной опалубки ($c_j = 0,025$ и $\mu_j = 0,5$);

— гладкой: поверхность, выровненная и заглаженная после вибрирования или полученная при изготовлении в слипформерах ($c_j = 0,20$ и $\mu_j = 0,6$);

— шероховатой: поверхность с шероховатостью не менее 3 мм на базовой длине примерно 40 мм, образованная реечным скребком, обнажением заполнителя или другими методами, которые приводят к эквивалентным характеристикам ($c_j = 0,40$ и $\mu_j = 0,7$);

— шпоночной: поверхность согласно рисунку 7.3 ($c_j = 0,50$ и $\mu_j = 0,9$).

7.2.3 Установка арматуры в стыковом соединении допускается ступенчато согласно рисунку 7.4. Если соединение между двумя бетонами различного возраста обеспечено за счет арматуры (например, балка с решетчатыми фермами), то составляющая часть несущей способности стали в полном сопротивлении срезу стыка $V_{Rd,j}$ может быть принята, как результирующая усилий каждого из диагональных элементов при условии, что $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$.

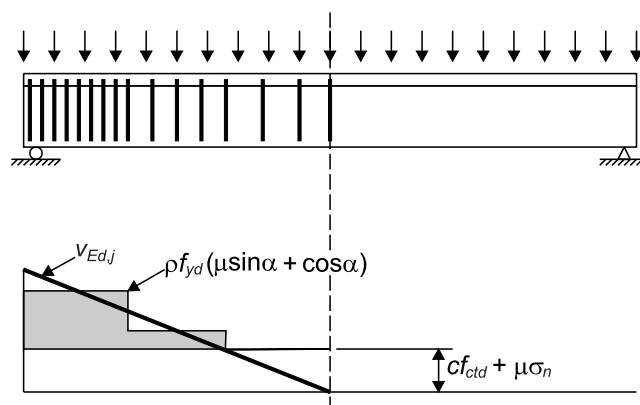


Рисунок 7.4 — Схемы размещения требуемой арматуры в стыке

7.2.4 Сопротивление продольному срезу замоноличенных швов между плитами или стеновыми элементами допускается определять согласно 7.2.1. При образовании в стыке изделий трещин значительной ширины раскрытия, коэффициент c_j принимают равным:

- 0 — для гладких и шероховатых соединений;
- 0,5 — для шпоночных соединений.

7.2.5 При усталостных и динамических нагрузках значение коэффициента c_j согласно 7.2.4 необходимо принимать с поправочным коэффициентом, равным 0,5.

8 Проверки предельных состояний несущей способности (ULS) при статических и квазистатических воздействиях

8.1 Проверки предельных состояний несущей способности при действии изгибающих моментов и продольных сил

8.1.1 Общие положения

8.1.1.1 Проверки предельных состояний несущей способности бетонных и железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил производят из общего условия метода частных коэффициентов, по которому усилия от расчетных воздействий (эффектов воздействий) не должны превышать расчетных сопротивлений сечений с трещиной, нормальной к продольной оси элемента: $E_d \leq R_d$ (где E_d — расчетное значение эффектов воздействий; R_d — расчетное сопротивление). При этом в качестве критерия при определении сопротивления железобетонной конструкции по сечению, нормальному к продольной оси элемента, принимают условие достижения предельных значений деформаций сжатым бетоном или растянутой арматурой.

8.1.1.2 Расчетное сопротивление железобетонной конструкции в критическом (расчетном) сечении с трещиной определяют для общего случая расчета при произвольной форме и компоновке сечения, любом расположении арматуры в пределах сечения и любой комбинации усилий от внешних воздействий с использованием системы уравнений деформационной расчетной модели сопротивления согласно 8.1.2.

8.1.1.3 Проверку предельных состояний несущей способности при действии изгибающих моментов и продольных сил для железобетонных элементов, имеющих простую симметричную форму (прямоугольную, тавровую, двутавровую), с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения элемента, выполненного из бетона класса не выше С50/60, производят с использованием упрощенной деформационной расчетной модели сопротивления согласно 8.1.3.

8.1.1.4 Проверку предельных состояний несущей способности при действии изгибающих моментов и продольных сил для железобетонных элементов, имеющих простую симметричную форму (прямоугольную, тавровую, двутавровую), с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения элемента, выполненного из бетона класса прочности не выше С50/60, производят с использованием модели сопротивления сечения, основанной на прямоугольной эпюре напряжений согласно 8.1.4.

8.1.1.5 Для поперечных сечений элементов конструкций, находящихся под действием продольной сжимающей силы, принимают минимальный эксцентриситет $e_0 = h / 30$, но не менее 20 мм, где h — высота сечения.

8.1.1.6 Для элементов, сечения которых нагружены осевой сосредоточенной нагрузкой ($e_0 = h / 0,1$), например сжатых полок коробчатых балок, среднюю относительную деформацию сжатия в этой части сечения необходимо ограничивать до значения ε_{c2} .

8.1.2 Проверка предельных состояний несущей способности с использованием деформационной расчетной модели сопротивления для сечений (общий случай расчета)

8.1.2.1 При применении деформационной расчетной модели сопротивления для выполнения проверки предельных состояний несущей способности железобетонных конструкций действуют следующие допущения:

— для средних по длине элемента деформаций бетона и арматуры применяют гипотезу плоского сечения;

— напряжения и деформации бетона представляют диаграммами деформирования $\sigma_c - \varepsilon_c$ в соответствии с 6.1.5;

— напряжения и деформации арматуры представляют диаграммами деформирования $\sigma_s - \varepsilon_s$ в соответствии с 6.2.2 и 6.2.3;

— бетон, испытывающий растяжение, в расчетах не учитывают;

— применяют следующие критерии исчерпания сопротивления сечения:

а) при нелинейных расчетах конструкций $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ и $\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud}$;

б) при проверочных расчетах сопротивления сечений $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2}$ и $\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq 10 \text{‰}$.

8.1.2.2 При проверке предельных состояний несущей способности железобетонных элементов при действии изгибающих моментов и продольных сил используют:

— уравнения равновесия моментов и продольных сил;

— уравнения распределения относительных продольных деформаций бетона и арматуры в пределах сечения (условия совместности деформаций).

8.1.2.3 Для общего случая расчета применяют систему уравнений равновесия моментов и продольных сил в матричной форме:

$$\begin{Bmatrix} N_{Ed,z} \\ M_{Ed,x} \\ M_{Ed,y} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} R_{1,1} & R_{1,2} & R_{1,3} \\ R_{2,1} & R_{2,2} & R_{2,3} \\ R_{3,1} & R_{3,2} & R_{3,3} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ \frac{1}{r_x} \\ \frac{1}{r_y} \end{Bmatrix} \quad (8.1)$$

или

$$\{F\} = [R\{F\}, S] \times \{U(\{F\}, S)\},$$

где $\{F\} = \{N_{Ed,z}, M_{Ed,x}, M_{Ed,y}\}^m$ — вектор-столбец усилий, вызванных внешними воздействиями, действующих по направлению соответствующих осей в сечении, нормальном к продольной оси элемента;

$\{U(\{F\}, S)\} = \{\varepsilon_z, 1/r_x, 1/r_y\}^T$ — вектор-столбец относительных деформаций, являющихся функцией внутренних усилий $\{F\}$ и геометрических параметров сечения S ;

здесь ε_z — продольная относительная деформация на уровне выбранной продольной оси сечения z ;

$1/r_x, 1/r_y$ — соответственно кривизны оси элемента в плоскостях, совпадающих с осями x и y ;

[R{F}, S]

— матрица мгновенных жесткостей для сечения, элементы которой определяют по следующим формулам численного интегрирования:

$$\begin{cases} R_{1,1} = \sum_n E'_{cn} A_{cn} + \sum_k E'_{sk} A_{sk}, \\ R_{1,2} = R_{2,1} = -\sum_n E'_{cn} A_{cn} x_n - \sum_k E'_{sk} A_{sk} x_k, \\ R_{2,2} = \sum_n E'_{cn} A_{cn} x_n^2 + \sum_k E'_{sk} A_{sk} x_k^2, \\ R_{1,3} = R_{3,1} = -\sum_n E'_{cn} A_{cn} y_n - \sum_k E'_{sk} A_{sk} y_k, \\ R_{2,3} = R_{3,2} = \sum_n E'_{cn} A_{cn} x_n y_n + \sum_k E'_{sk} A_{sk} x_k y_k, \\ R_{3,3} = \sum_n E'_{cn} A_{cn} y_n^2 + \sum_k E'_{sk} A_{sk} y_k^2, \end{cases} \quad (8.2)$$

здесь E'_{cn} , E'_{sk}

— текущие значения секущих модулей упругости для бетона и арматуры соответственно, определяемые из диаграмм деформирования в зависимости от уровня нагружения;

 A_{cn}

— площадь сечения бетона в пределах элементарных участков сечения;

 $x_n, x_m, x_k, y_n, y_m, y_k$

— расстояния от центра тяжести элементарных участков бетона и арматуры до выбранных осей x и y в поперечном сечении.

8.1.2.4 Распределение относительных продольных деформаций бетона и арматуры в пределах сечения определяют из уравнений:

$$\begin{cases} \varepsilon_{c,n} = \varepsilon_z - k_x x_n - k_y y_n, \\ \varepsilon_{s,k} = \varepsilon_z - k_x x_k - k_y y_k. \end{cases} \quad (8.3)$$

8.1.2.5 Систему уравнений (8.1) преобразовывают для следующих расчетных случаев:

— когда действуют только продольная сила и изгибающий момент одного направления ($M_{Ed,x} = 0$ или $M_{Ed,y} = 0$),

$$\begin{Bmatrix} N_{Ed,z} \\ M_{Ed,x(y)} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} R_{1,1} & R_{1,3} \\ R_{3,1} & R_{3,3} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ 1/r_{x(y)} \end{Bmatrix}; \quad (8.4)$$

— для изгибаемых элементов ($N_z = 0$)

$$\begin{Bmatrix} 0 \\ M_{Ed,x(y)} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} R_{1,1} & R_{1,3} \\ R_{3,1} & R_{3,3} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ 1/r_{x(y)} \end{Bmatrix}. \quad (8.5)$$

Элементы матрицы мгновенных жесткостей в уравнениях (8.4) и (8.5) рассчитывают по формуле (8.2).

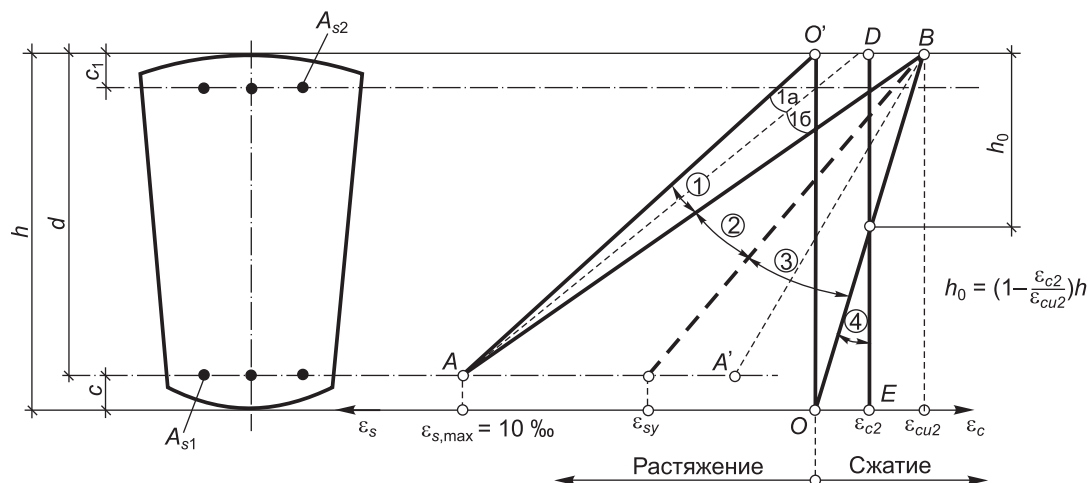
8.1.3 Проверка предельных состояний несущей способности с использованием параболически-линейной диаграммы деформирования бетона

8.1.3.1 Соппротивление железобетонного элемента, выполненного из бетона класса прочности не выше С50/60, по сечениям, нормальным к продольной оси элемента, имеющим простую симметричную форму (прямоугольную, тавровую, двутавровую), с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения элемента, определяют с использованием параболически-линейной диаграммы деформирования бетона, принимая значения параметрических точек ε_{c2} и ε_{cu2} для бетона соответствующего класса по прочности на сжатие по таблицам 6.1 и 6.2.

8.1.3.2 Проверку предельных состояний несущей способности сечений, нормальных к продольной оси элемента, с использованием упрощенных диаграмм деформирования бетона производят с учетом области деформирования, в которой работает сечение рассчитываемого элемента конструкции при рассматриваемом уровне нагружения.

Области деформирования характеризуются соответствующей комбинацией относительной деформации крайнего сжатого волокна бетона и относительной деформацией арматуры в растянутой зоне сечения.

Характерные расчетные схемы распределения относительных деформаций в сечении железобетонного элемента при проверке предельных состояний несущей способности с использованием деформационной расчетной модели сопротивления приведены на рисунке 8.1, а значения соответствующих относительных деформаций в крайнем волокне бетона сжатой зоны и в растянутой арматуре приведены в таблице 8.1.



DE — однородное сжатие с равномерной эпюрой напряжений;
 OB — внецентренное сжатие с неравномерной однозначной эпюрой напряжений;
 AB — изгиб, внецентренное сжатие и внецентренное растяжение при двучленной эпюре напряжений; AO' — внецентренное растяжение при однозначной эпюре напряжений; A'B — граничное (балансное) состояние при изгибе, внецентренном сжатии и внецентренном растяжении

Рисунок 8.1 — Расчетные схемы распределения относительных деформаций в сечении железобетонного элемента при проверке предельных состояний несущей способности с использованием деформационной расчетной модели сопротивления

Таблица 8.1 — Значения относительных деформаций для характерных областей деформирования сечения

Обозначение области деформирования сечения (рисунки 8.2, 8.3)	Относительные деформации, ‰		Примечание
	ε_{s1} в растянутой арматуре площадью сечения A_{s1}	ε_{cc} в крайнем волокне бетона сжатой зоны	
1a	$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{sR} = +10 \text{ ‰}$	$ \varepsilon_{cc} < \varepsilon_{c2}(\varepsilon_{lc2}) $	Сопротивление бетона в сжатой зоне полностью не используется; разрушение в результате текучести растянутой арматуры
16	$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{sR} = 10 \text{ ‰}$	$ \varepsilon_{c2}(\varepsilon_{lc2}) \leq \varepsilon_{cc} < \varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{lcu2}) $	Сопротивление бетона в сжатой зоне и растянутой арматуры (A_{s1}) используются полностью
2	$\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_{s1} < 10 \text{ ‰}$	$ \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{lcu2}) $	
3a	$0 \leq \varepsilon_{s1} < \varepsilon_{sy} = f_{yd} / E_s$	$ \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{lcu2}) $	Сопротивление растянутой арматуры (A_{s1}) полностью не используется; разрушение в результате раздавливания бетона в сжатой зоне сечения

Окончание таблицы 8.1

Обозначение области деформирования сечения (рисунки 8.2, 8.3)	Относительные деформации, ‰		Примечание
	ε_{s1} в растянутой арматуре площадью сечения A_{s1}	ε_{cc} в крайнем волокне бетона сжатой зоны	
3б	$\varepsilon_{s1} < 0$	$ \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{lcu2}) $	Арматура (A_{s1}) (у менее сжатой грани сечения) сжата и сопротивление полностью не используется
4	$\varepsilon_{c2}(\varepsilon_{lc3}) \leq \varepsilon_{s1} < 0$	$ \varepsilon_{c2}(\varepsilon_{lc2}) \leq \varepsilon_{cc} < \varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{lcu2}) $	Арматура (A_{s1}) сжата и сопротивление может быть полностью использовано

8.1.3.3 Схемы усилий, действующих в расчетном сечении, для областей деформирования сечения при расчете сопротивления элементов приведены на рисунках 8.2 и 8.3.

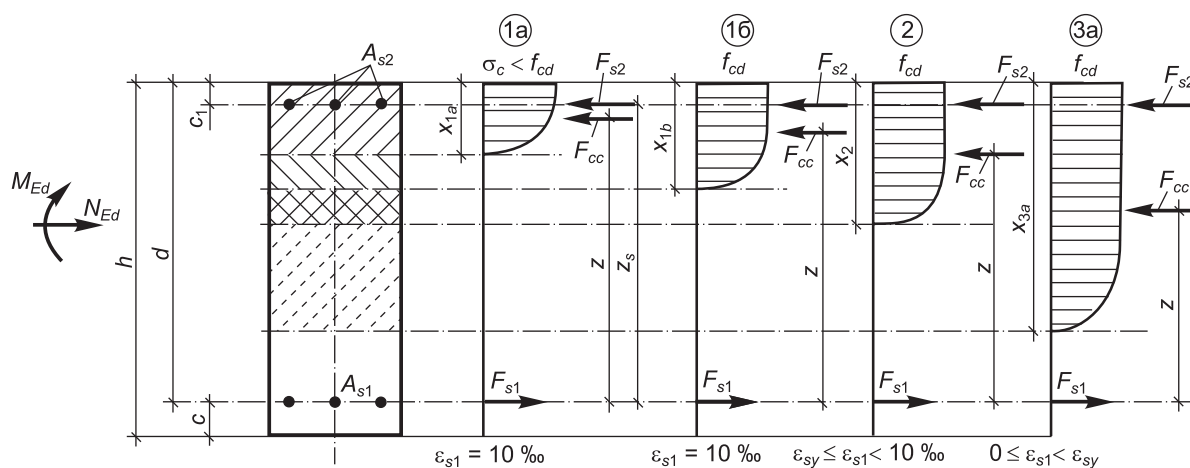


Рисунок 8.2 — Схемы усилий, действующих в расчетном сечении, для областей деформирования 1а, 1б, 2, 3а при расчете сопротивления изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов с двузначной эпюрой деформаций

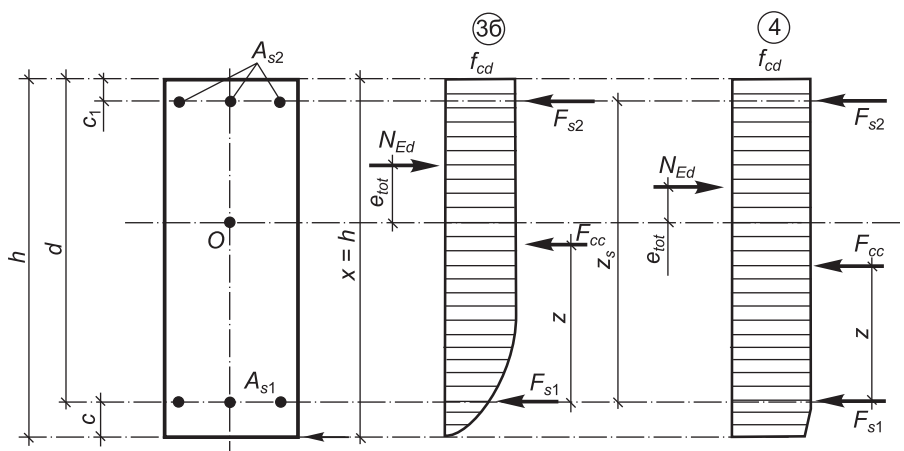


Рисунок 8.3 — Схемы усилий, действующих в расчетном сечении, для областей деформирования 3б, 4 при расчете сопротивления внецентренно-сжатых элементов с однозначной неравномерной эпюрой деформаций

8.1.3.4 Расчет сопротивления железобетонных элементов по сечениям, нормальным к продольной оси элемента, производят в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = x / d$, определяемой из условий равновесия, и граничным значением относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_{lim} , при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре относительной деформации ε_{sy} , соответствующей текучести, и предельной относительной деформации ε_{cu2} в крайнем волокне бетона сжатой зоны сечения.

8.1.3.5 Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_{lim} определяют по формуле

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}}, \quad (8.6)$$

где ε_{sy} — относительная деформация арматуры при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления f_{yd} ; определяют по формуле

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s}. \quad (8.7)$$

При расчетах элементов из легкого бетона в формуле (8.6) предельную относительную деформацию ε_{cu2} заменяют на ε_{lcu2} .

8.1.3.6 Проверку предельного состояния несущей способности изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения (рисунок 8.4) при $\xi = x / d \leq \xi_{lim}$ (области деформирования сечения 1а, 1б и 2 согласно рисунку 8.2) производят исходя из общего условия метода частных коэффициентов: $M_{Ed} \leq M_{Rd}$.

Значение M_{Rd} определяют по формуле

$$M_{Rd} = \alpha_m f_{cd} b d^2 + k_{s2} f_{yd} A_{s2} \cdot (d - c_1). \quad (8.8)$$

Относительную высоту сжатой зоны бетона ξ определяют из условия

$$f_{yd} A_{s1} = \alpha_c f_{cd} b d + k_{s2} f_{yd} A_{s2}. \quad (8.9)$$

В формулах (8.8) и (8.9):

A_{s2} — площадь арматуры в сжатой зоне сечения;

α_m — относительный изгибающий момент; определяют по формуле

$$\alpha_m = \alpha_c \eta_u, \quad (8.10)$$

здесь η_u — относительное плечо внутренней пары сил, создаваемой усилием, воспринимаемым бетоном сжатой зоны;

α_c — относительное продольное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны; определяют по формуле

$$\alpha_c = \omega_c \xi, \quad (8.11)$$

здесь ω_c — коэффициент полноты эпюры напряжений в бетоне сжатой зоны;

k_{s2} — коэффициент, характеризующий уровень напряжений в сжатой арматуре в зоне сечения A_{s2} ; определяют по формуле

$$k_{s2} = \frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_{sy}}, \text{ но не более } 1, \quad (8.12)$$

здесь ε_{s2} — относительная деформация сечения на уровне центра тяжести арматуры площадью сечения A_{s2} в сжатой зоне сечения; определяют по формуле

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cc}}{\xi} \cdot \left(1 - \frac{c_1}{d}\right), \quad (8.13)$$

ε_{cc} — относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона;

d — эффективная высота сечения;
 b — ширина сечения.

Зависимости для расчета параметров напряженно-деформированного состояния сечения, нормального к продольной оси элемента прямоугольного сечения, приведены в таблице Д.1 (приложение Д).

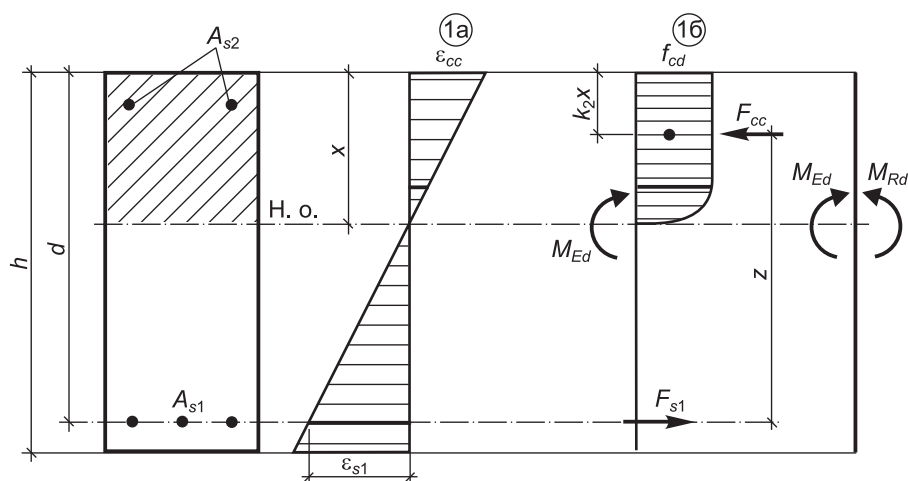


Рисунок 8.4 — Схемы распределения относительных деформаций и напряжений при расчете изгибаемых элементов

8.1.3.7 Проверку предельного состояния несущей способности изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения при $\xi = x/d > \xi_{lim}$ (область деформирования сечения 3а согласно рисунку 8.2) производят из условия $M_{Ed} \leq M_{Rd}$.

При этом относительную высоту сжатой зоны бетона ξ определяют из условия равновесия продольных сил:

$$k_{s1} f_{yd} A_{s1} = \alpha_c f_{cd} b d + k_{s2} f_{yd} A_{s2}, \quad (8.14)$$

где k_{s1} — коэффициент, характеризующий уровень напряжений в арматуре площадью сечения A_{s1} ; определяют по формуле

$$k_{s1} = \frac{\varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{sy}}, \text{ но не более } 1, \quad (8.15)$$

здесь ε_{s1} — относительная деформация сечения на уровне центра тяжести арматуры площадью сечения A_{s1} ; определяют по формуле

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\xi} \cdot (1 - \xi) \text{ при } \xi \leq \beta_h; \quad (8.16)$$

$$\beta_h = \frac{h}{d}. \quad (8.17)$$

8.1.3.8 При проверках предельных состояний несущей способности железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов и продольных сил учитывают влияние геометрических несовершенств согласно 5.4, минимальный эксцентриситет согласно 8.1.1.6, а также влияние эффектов второго порядка согласно 8.1.6.

8.1.3.9 Проверку прямоугольного сечения элементов (рисунок 8.5) при совместном действии изгибающих моментов и продольных сил производят из условия

$$N_{Ed} e_{s1} \leq \alpha_m f_{cd} b d^2 + k_{s2} f_{yd} A_{s2} \cdot (d - c_1); \quad (8.18)$$

а) при $\xi = x/d \leq \xi_{lim}$ (области деформирования сечения 1а, 1б и 2 согласно рисунку 8.2), при этом относительную высоту сжатой зоны бетона ξ определяют из условия

$$N_{Ed} + f_{yd} A_{s1} = \alpha_c f_{cd} b d + k_{s2} f_{yd} A_{s2}; \quad (8.19)$$

б) при $\xi = x / d > \xi_{lim}$ (области деформирования сечения 3а, 3б и 4 согласно рисункам 8.2 и 8.3), при этом относительную высоту сжатой зоны бетона ξ определяют из условия

$$N_{Ed} + k_{s1} f_{yd} A_{s1} = \alpha_c f_{cd} b d + k_{s2} f_{yd} A_{s2}. \quad (8.20)$$

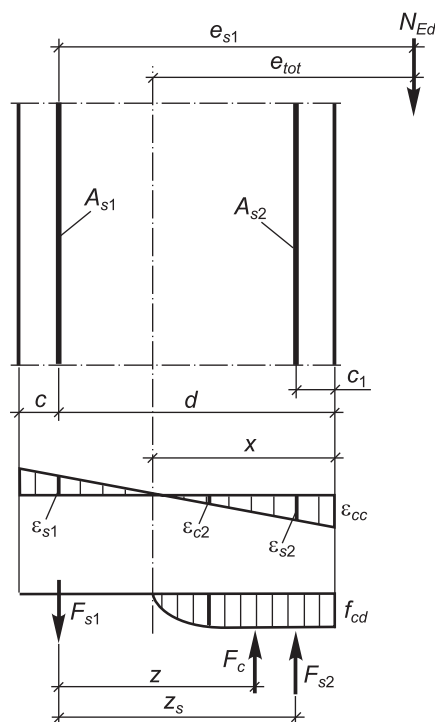


Рисунок 8.5 — Эпюры распределения относительных деформаций и напряжений при расчете внецентренно-сжатого элемента

8.1.3.10 Проверку прямоугольных сечений внецентренно-растянутых элементов при совместном действии изгибающих моментов и продольных сил в зависимости от положения продольной силы N_{Ed} производят из условий:

а) если продольная сила N_{Ed} приложена между равнодействующими усилий в арматуре площадью сечений A_{s1} и A_{s2} (рисунок 8.6),

$$N_{Ed} e_{s2} = f_{yd} A_{s1} \cdot (d - c_1), \quad (8.21)$$

$$N_{Ed} e_{s1} = f_{yd} A_{s2} \cdot (d - c_1); \quad (8.22)$$

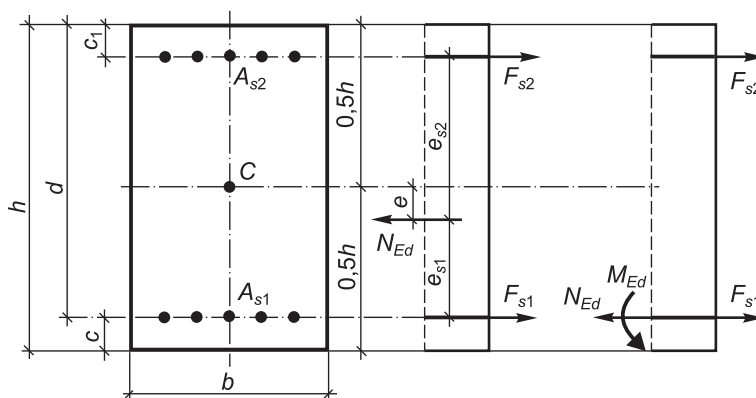


Рисунок 8.6 — Схемы для расчета элемента прямоугольного сечения при малом эксцентриситете растягивающего усилия ($e < 0,5h - c$)

б) если продольная сила N_{Ed} приложена за пределами зоны, заключенной между равнодействующими усилий в арматуре площадью сечений A_{s1} и A_{s2} (рисунок 8.7),

$$N_{Ed}e_{s1} \leq \alpha_m f_{cd} b d^2 + k_{s2} f_{yd} A_{s2} \cdot (d - c_1). \quad (8.23)$$

При этом относительную высоту сжатой зоны бетона ξ определяют из условий:

— при $\xi = x / d \leq \xi_{lim}$

$$f_{yd} A_{s1} - k_{s2} f_{yd} A_{s2} = \alpha_c f_{cd} b d; \quad (8.24)$$

— при $\xi = x / d > \xi_{lim}$

$$k_{s1} f_{yd} A_{s1} - k_{s2} f_{yd} A_{s2} = \alpha_c f_{cd} b d. \quad (8.25)$$

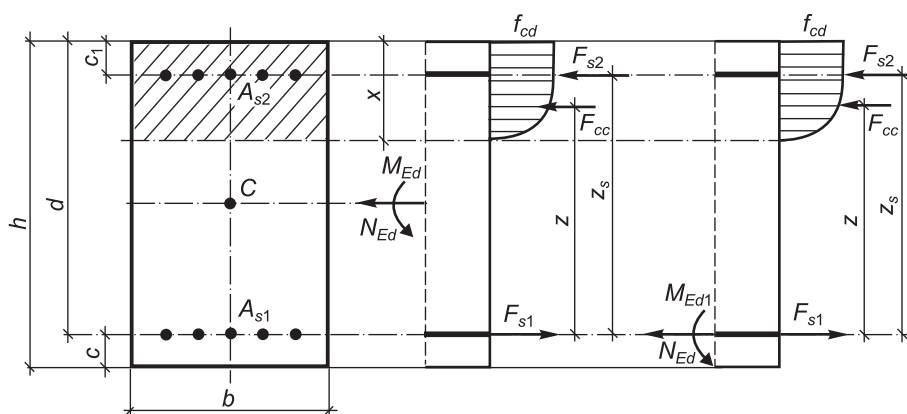


Рисунок 8.7 — Схемы для расчета элемента прямоугольного сечения при большом эксцентриситете растягивающего усилия

8.1.4 Проверка предельных состояний несущей способности с использованием модели сопротивления сечения, основанной на прямоугольной эпюре напряжений

8.1.4.1 Сопротивление железобетонного элемента, выполненного из бетона класса по прочности на сжатие не выше С50/60, по сечениям, нормальным к продольной оси элемента и имеющим простую симметричную форму (прямоугольную, тавровую, двутавровую), с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения элемента, определяют с использованием уравнения равновесия всех продольных сил, действующих в рассматриваемом сечении элемента, и уравнения равновесия моментов относительно выбранных осей при расчетных значениях прочности материалов.

8.1.4.2 Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяют при напряжениях, равных расчетной прочности бетона на сжатие ηf_{cd} (где η — согласно 6.1.5.5). Сжимающие напряжения равномерно распределены по эффективной высоте $x_{eff} = \lambda x$ условной сжатой зоны (прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона) сечения, высота которой должна быть не более граничного значения ($x_{eff} \leq \lambda \xi_{lim} d$, где ξ_{lim} — определяют по формуле (8.6)).

8.1.4.3 Проверку предельного состояния несущей способности изгибаемых железобетонных элементов, имеющих не менее одной плоскости симметрии, и изгибаемых в этой плоскости (рисунок 8.8), производят из условия $M_{Ed} \leq M_{Rd}$.

Значение M_{Rd} определяют по формуле

$$M_{Rd} = \eta f_{cd} S_c + f_{yd} A_{s2} \cdot (d - c_1), \quad (8.26)$$

где S_c — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону, и проходящей через центр тяжести растянутой арматуры.

При этом высоту условной сжатой зоны бетона x_{eff} определяют из условия

$$f_{yd}A_{s1} = \eta f_{cd}A_{cc} + f_{yd}A_{s2}. \quad (8.27)$$

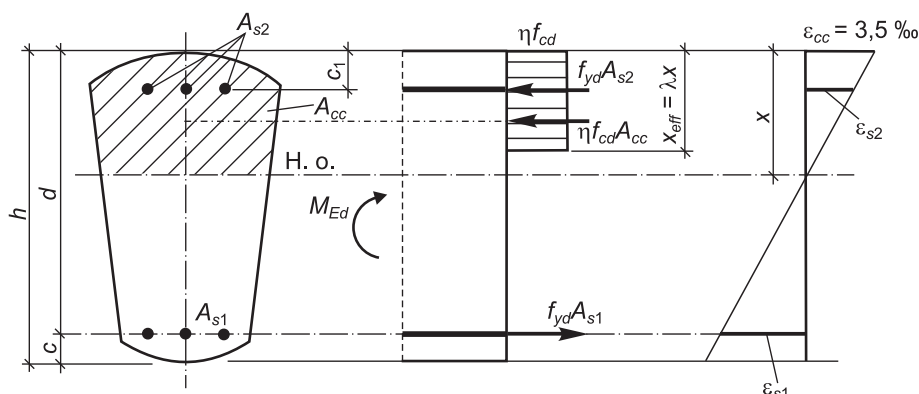


Рисунок 8.8 — Схемы распределения напряжений и относительных деформаций при расчете сопротивления сечения, нормального к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента

8.1.4.4 При расчете тавровых и двутавровых элементов конструкции с полкой в сжатой зоне сечения значение эффективной ширины полки b_{eff} ограничивают согласно 5.5.2.3.

8.1.4.5 При расчете сопротивления сечений, нормальных к продольной оси изгибаемых элементов, должно соблюдаться условие $x_{eff} \leq \lambda \xi_{lim} d$.

8.1.4.6 Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения определяют по формуле

$$M_{Rd} = \eta f_{cd} b_w x_{eff} \cdot (d - 0,5 x_{eff}) + f_{yd} A_{s2} \cdot (d - c_1), \quad (8.28)$$

при этом высоту условной сжатой зоны x_{eff} определяют из условия

$$\eta f_{cd} b_w x_{eff} = f_{yd} A_{s1} - f_{yd} A_{s2}. \quad (8.29)$$

Если полученное из условия (8.29) значение $x_{eff} > \lambda \xi_{lim} d$, при расчете по формуле (8.28) принимают $x_{eff} = \lambda \xi_{lim} d$. В противном случае расчет производят по деформационной упрощенной расчетной модели согласно 8.1.3.

8.1.4.7 Проверку изгибаемых железобетонных элементов таврового и двутаврового сечений с полкой в сжатой зоне сечения производят:

— из условия (8.18), как для прямоугольного сечения шириной, равной ширине полки b'_f , — если граница условной сжатой зоны расположена в пределах высоты полки (рисунок 8.9 а)), т. е. соблюдается неравенство

$$f_{yd} A_{s1} \leq \eta f_{cd} b_{eff} h'_f + f_{yd} A_{s2}; \quad (8.30)$$

— из условия $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ — если граница условной сжатой зоны расположена в ребре (рисунок 8.9 б)), т. е. не соблюдается неравенство (8.30), где M_{Rd} определяют по формуле

$$M_{Rd} = \eta f_{cd} b_w x_{eff} \cdot (d - 0,5 x_{eff}) + \eta f_{cd} h'_f \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot (d - 0,5 h'_f) + f_{yd} A_{s2} \cdot (d - c_1); \quad (8.31)$$

при этом высоту условной сжатой зоны x_{eff} определяют из условия

$$f_{yd} A_{s1} - f_{yd} A_{s2} = \eta f_{cd} b_w x_{eff} + \eta f_{cd} \cdot (b'_f - b_w) \cdot h'_f. \quad (8.32)$$

Если полученное из условия (8.32) значение $x_{eff} > \xi_{lim} d$, при расчете по формуле (8.31) принимают $x_{eff} = \xi_{lim} d$. В противном случае расчет производят по упрощенным деформационным расчетным моделям согласно 8.1.3.

8.1.4.8 Для сжатых элементов следует различать два случая для расчета:

- при большом эксцентриситете растягивающего усилия, когда $x_{eff} / d \leq \xi_{lim}$ (рисунок 8.10);
- при малом эксцентриситете растягивающего усилия, когда $x_{eff} / d > \xi_{lim}$ (рисунок 8.11).

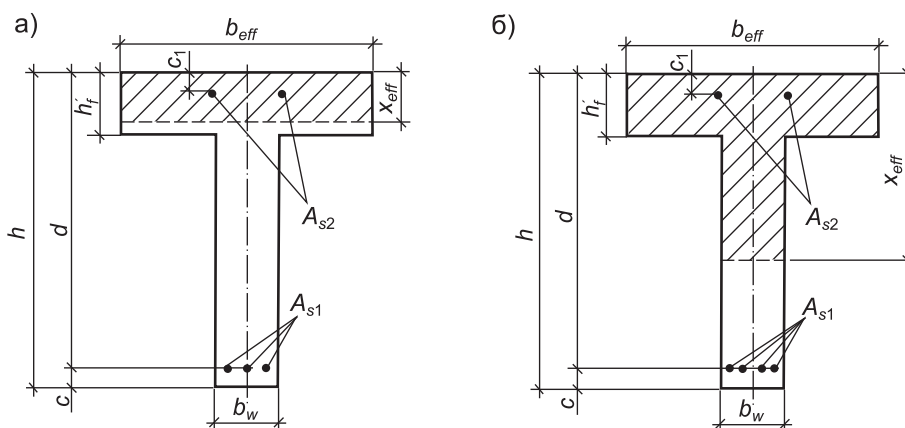


Рисунок 8.9 — Схемы положения границы условной сжатой зоны в изгибаемом железобетонном элементе таврового сечения:
а — в полке;
б — в ребре

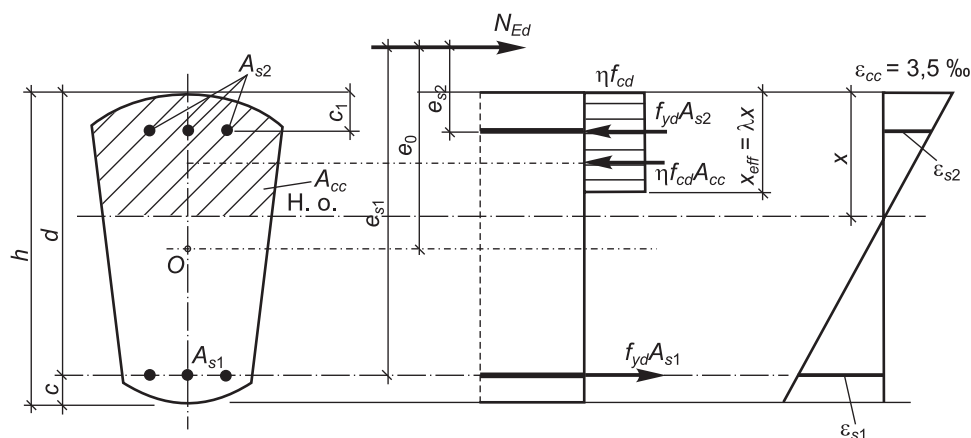


Рисунок 8.10 — Схемы распределения напряжений и относительных деформаций в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-сжатого железобетонного элемента, при проверке предельных состояний несущей способности (при большом эксцентриситете)

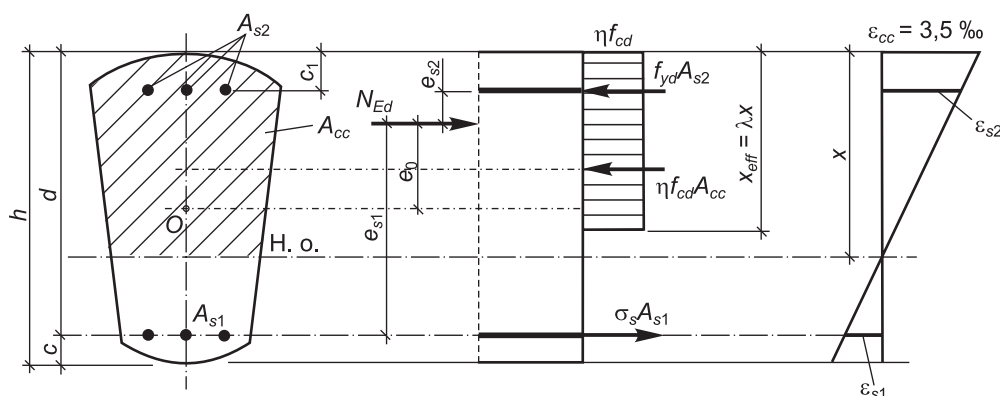


Рисунок 8.11 — Схемы распределения напряжений и относительных деформаций в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-сжатого железобетонного элемента, при проверке предельных состояний несущей способности (при малом эксцентриситете)

8.1.4.9 Проверку предельных состояний несущей способности сжатых железобетонных элементов в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, при большом эксцентриситете ($x_{eff} / d \leq \xi_{lim}$) производят из условия $M_{Ed1} \leq M_{Rd1}$.

Значение M_{Rd1} определяют по формуле

$$M_{Rd1} = \eta f_{cd} S_c + f_{yd} A_{s2} \cdot (d - c_1), \quad (8.33)$$

где S_c — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону, и проходящей через центр тяжести растянутой арматуры.

Высоту сжатой зоны определяют из условия равновесия:

$$N_{Ed} + f_{yd} A_{s1} - f_{yd} A_{s2} = f_{cd} A_{cc}. \quad (8.34)$$

Изгибающий момент относительно центра тяжести растянутой арматуры M_{Ed1} определяют по формуле

$$M_{Ed1} = N_{Ed} e_{s1}. \quad (8.35)$$

Расстояние e_{s1} от точки приложения силы N_{Ed} до центра тяжести сечения растянутой или наименее сжатой (при полностью сжатом сечении элемента) арматуры определяют по формуле

$$e_{s1} = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} + d - x_c, \quad (8.36)$$

где M_{Ed} — изгибающий момент относительно центра тяжести сечения; определяют с учетом эффектов второго порядка в соответствии с 8.1.6;

x_c — расстояние от центра тяжести сечения до крайней сжатой грани сечения.

При $x_{eff} > \xi_{lim} d$ расчет производят по деформационной расчетной модели согласно 8.1.3.

8.1.4.10 Расчет сопротивления внецентренно-растянутых железобетонных элементов в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, производят в зависимости от положения расчетной продольной силы при $e_0 = e_e$ (без учета случайного эксцентриситета) в двух случаях (рисунок 8.12).

а) Если расчетная продольная сила приложена за пределами расстояния между равнодействующими в арматуре площадью сечений A_{s1} и A_{s2} (при большом эксцентриситете, см. рисунок 8.12 а)), тогда расчет сопротивления элементов производят, принимая прямоугольную эпюру напряжений в сжатой зоне бетона как для изгибаемых элементов, из условий:

$$N_{Ed} e_{s1} \leq f_{cd} S_c + f_{yd} A_{s2} \cdot (d - c_1), \quad (8.37)$$

$$N_{Ed} \leq f_{yd} A_{s1} - f_{yd} A_{s2} - f_{cd} A_c. \quad (8.38)$$

Для прямоугольных сечений

$$N_{Ed} e_{s1} \leq f_{cd} b x_{eff} \cdot (d - 0,5 x_{eff}) + f_{yd} A_{s2} \cdot (d - c_1). \quad (8.39)$$

При этом высоту сжатой зоны бетона определяют из условия

$$f_{yd} A_{s1} - f_{yd} A_{s2} - N_{Ed} = f_{cd} b x_{eff}. \quad (8.40)$$

Если полученное из условия (8.40) значение $x_{eff} > \xi_{lim} d$, то в условии (8.39) принимают $x_{eff} = \xi_{lim} d$ (где ξ_{lim} — определяют по формуле (8.6)).

Неравенства (8.37) и (8.38) применяют только в том случае, когда центр тяжести сжатой арматуры расположен по отношению к наиболее сжатой грани сечения ближе, чем центр тяжести сжатой зоны сечения. В противном случае сопротивление сечения внецентренно-растянутого элемента при большом эксцентриситете определяют из условия

$$N_{Ed} \cdot (e_{s1} + d - c_1) = f_{yd} A_{s1} \cdot (d - c_1). \quad (8.41)$$

б) Проверку внецентренно-растянутых элементов при совместном действии изгибающих моментов и продольных сил при малом эксцентриситете (см. рисунок 8.12 б)) производят исходя из следующих требований:

— в работе сечения не учитывают растянутый бетон;

— напряжения во всей растянутой арматуре, расположенной в сечении, равны расчетному сопротивлению f_{yd} .

В соответствии с данными условиями расчет внецентренно-растянутых элементов для этого случая производят из условий:

$$N_{Ed}e_{s2} = f_{yd}A_{s1} \cdot (d - c_1), \quad (8.42)$$

$$N_{Ed}e_{s1} = f_{yd}A_{s2} \cdot (d - c_1). \quad (8.43)$$

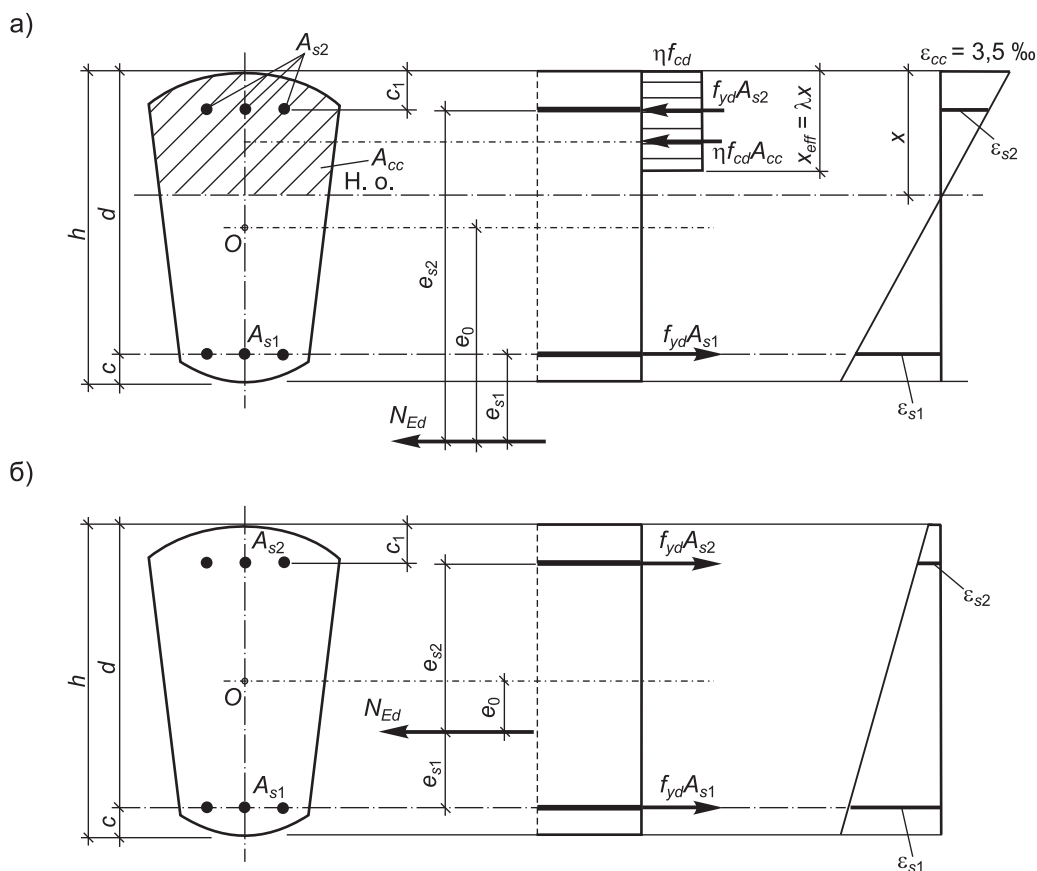


Рисунок 8.12 — Схемы распределения напряжений и относительных деформаций в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-растянутого железобетонного элемента, при проверке предельных состояний несущей способности:

а — при большом эксцентриситете;

б — при малом эксцентриситете

8.1.5 Особенности проверки предельных состояний несущей способности предварительно напряженных элементов (упрощенная модель)

8.1.5.1 Проверку предельных состояний несущей способности предварительно напряженных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил следует производить из общего условия метода частных коэффициентов, определяя их сопротивление на основе положений деформационной расчетной модели для сечений согласно 8.1.2.

8.1.5.2 Эффект от предварительного напряжения в общем случае следует учитывать при проверках предельных состояний несущей способности, применяя одну из следующих моделей.

Модель 1. Рассматривается взаимно уравновешенное напряженное состояние в бетоне и напрягаемой арматуре (все усилия, действующие в расчетных сечениях, относятся к категории внутренних и взаимно уравновешены; эффекты предварительного напряжения учитывают в уравнениях расчетной модели сопротивления).

Примечание — Эффект предварительного напряжения в сечениях моделируют при приложении продольной (осевой) относительной деформации и кривизны. Продольную (осевую) относительную деформацию определяют делением усилия обжатия P_{m0} на осевую жесткость элемента, кривизну — делением момента обжатия $P_{m0}e_p$ на изгибную жесткость.

Схемы усилий, действующих в расчетном сечении, показаны на рисунке 8.13; определение сопротивления по модели 1 производят из условий равновесия:

$$N_{Rd} = \int_0^x \sigma_c(\varepsilon_c) \cdot b(y) dy + A_{s2} \sigma_{s2} - A_p \sigma_p - A_{s1} \sigma_{s1} = 0, \quad (8.44)$$

$$M_{Rd} = \int_0^x \sigma_c(\varepsilon_c) \cdot b(y) \cdot z_p dy + A_{s2} \sigma_{s2} \cdot (d_p - c_1) - A_{s1} \sigma_{s1} \cdot (d_s - d_p). \quad (8.45)$$

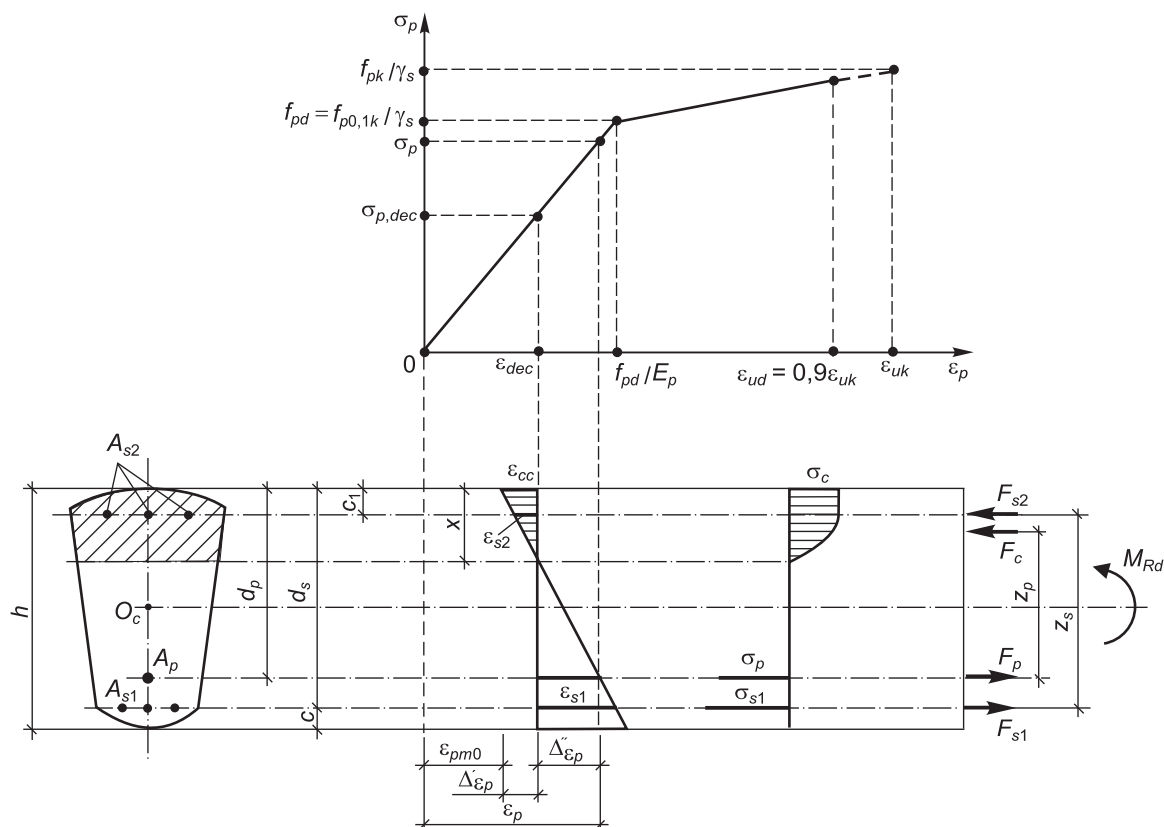


Рисунок 8.13 — Диаграмма деформирования $\sigma_p - \varepsilon_p$ и схемы распределения по высоте сечения относительных деформаций, напряжений и усилий при расчете сопротивления предварительно напряженных конструкций (модель 1)

Модель 2. Рассматривается система самоуравновешенных усилий, передаваемых напрягаемой арматурой (напрягающим элементом) на бетон (усилия обжатия рассматривают как внешнюю нагрузку, приложенную к конструкции). Схемы усилий, действующих в расчетном сечении, показаны на рисунке 8.14; определение сопротивления по модели 2 производят из условий равновесия:

$$N_{pd} = N_{Rd} = \int_0^x \sigma_c(\varepsilon_c) \cdot b(y) dy + A_{s2} \sigma_{s2} - A_p \Delta\sigma_p - A_{s1} \sigma_{s1}, \quad (8.46)$$

$$M_{Rd} = \int_0^x \sigma_c(\varepsilon_c) \cdot b(y) \cdot z_p dy + A_{s2} \sigma_{s2} \cdot (d_p - c_1) - A_{s1} \sigma_{s1} \cdot (d_s - d_p). \quad (8.47)$$

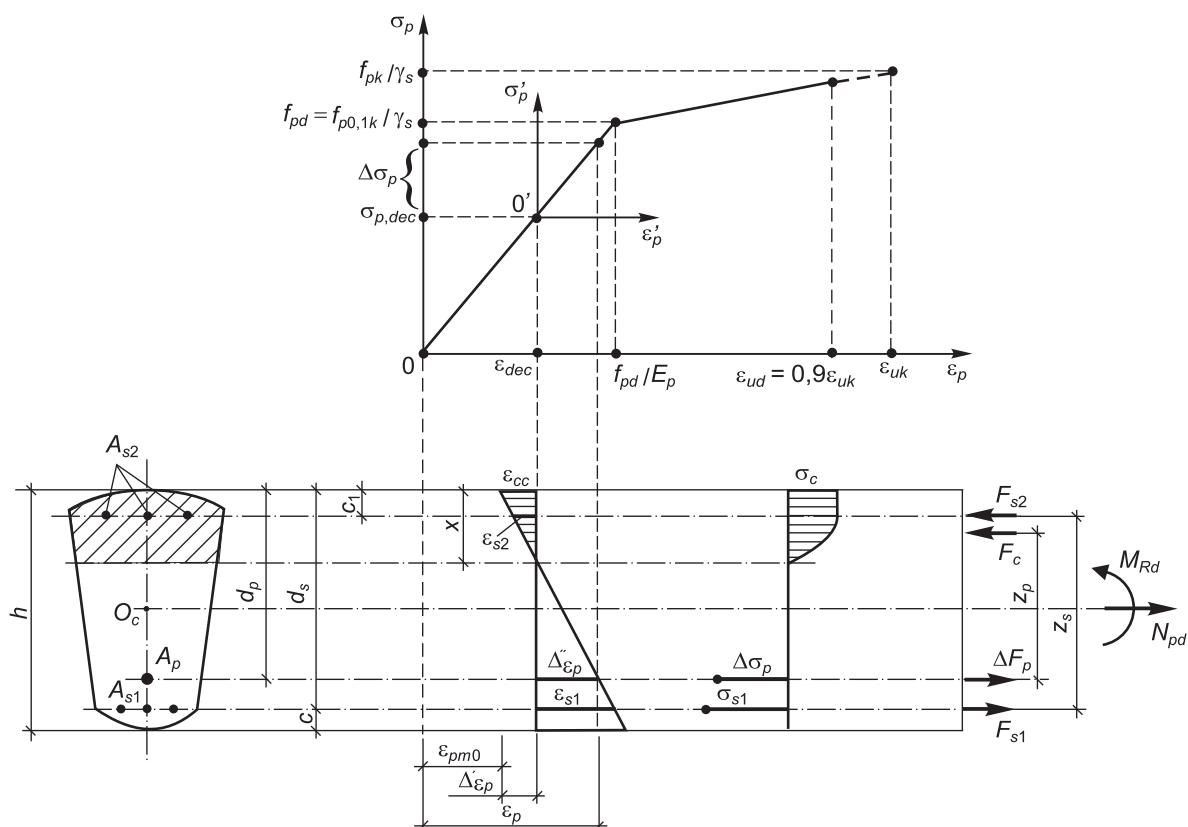


Рисунок 8.14 — Диаграмма деформирования $\sigma_p - \varepsilon_p$ и схемы распределения по высоте сечения относительных деформаций, напряжений и усилий при расчете сопротивления предварительно напряженных конструкций (модель 2)

В формулах (8.44)–(8.47):

σ_p — напряжения в напрягаемой арматуре (см. диаграмму деформирования $\sigma_p - \varepsilon_p$, рисунок 8.13); определяют по формуле

$$\sigma_p = \sigma_p \cdot (\varepsilon_{pm0} + \Delta''\varepsilon_p + \Delta'\varepsilon_p); \quad (8.48)$$

A_p — площадь сечения напрягаемой арматуры, мм^2 ;

A_{s1} , A_{s2} — площадь сечения ненапрягаемой арматуры в растянутой и сжатой зонах сечения соответственно, мм^2 ;

$\Delta\sigma_p$ — приращение напряжений в напрягаемой арматуре (см. диаграмму деформирования $\sigma_p - \varepsilon_p$, рисунок 8.14); определяют по формуле

$$\Delta\sigma_p = \sigma_p \cdot (\varepsilon_{pm0} + \Delta''\varepsilon_p + \Delta'\varepsilon_p) - \sigma_{pm0} \cdot (\varepsilon_{pm0}), \quad (8.49)$$

здесь $\Delta''\varepsilon_p$ — приращение относительных деформаций в напрягаемой арматуре от состояния декомпрессии (погашения до нуля сжимающих напряжений в бетоне) до проверяемого предельного состояния при расчетном сочетании эффектов воздействий; определяют по формуле

$$\Delta''\varepsilon_p = \left(\frac{d_p - x}{x} \right) \cdot \varepsilon_c; \quad (8.50)$$

$\Delta'\varepsilon_p$ — приращение относительных деформаций в напрягаемой арматуре в состоянии декомпрессии (погашения до нуля напряжений в бетоне на уровне напрягаемой арматуры); определяют по формуле

$$\Delta'\varepsilon_p = \frac{\alpha_p \sigma_{cpg}}{E_p}, \quad (8.51)$$

σ_{cpg} — напряжения в бетоне на уровне напрягаемой арматуры от усилия обжатия и действия собственного веса конструкции;

$\alpha_p = E_p / E_{cm}$;

E_p — модуль упругости напрягаемой арматуры;

ε_{pm0} — относительная деформация в напрягаемой арматуре от натяжения с учетом потерь; определяют по формуле

$$\varepsilon_{pm0} = \frac{\gamma_p \sigma_{pm0}}{A_p}. \quad (8.52)$$

8.1.5.3 В расчетной модели сопротивления предварительно напряженных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового поперечных сечений, проектируемых из бетона класса по прочности на сжатие не выше С50/60, с напрягаемой арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой грани сечения, для восприятия эффектов воздействий, действующих в плоскости оси симметрии сечения, равнодействующую в бетоне сжатой зоны сечения определяют с использованием прямоугольной эпюры распределения напряжений в пределах эффективной высоты сжатой зоны сечения λx согласно 6.1.5.5.

8.1.6 Учет влияния продольного изгиба при проверке предельных состояний несущей способности сжатых элементов

8.1.6.1 Расстояние e_{s1} от точки приложения силы N_{Ed} до центра тяжести сечения растянутой или наименее сжатой (при полностью сжатом сечении элемента) арматуры определяют по формуле

$$e_{s1} = e_0 \eta_a + d - x_c, \quad (8.53)$$

где η_a — коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба (прогиба) элемента на его несущую способность; определяют по формуле (8.54);

x_c — расстояние от центра тяжести сечения до крайней сжатой грани сечения.

8.1.6.2 Коэффициент η_a определяют по формуле

$$\eta_a = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit}}}, \quad (8.54)$$

где N_{Ed} — расчетное значение продольной силы от внешней нагрузки;

N_{crit} — условная критическая сила; определяют по формуле

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 B_{nom}}{l_0^2}, \quad (8.55)$$

здесь B_{nom} — номинальная жесткость железобетонного элемента; определяют по формуле (8.56);

l_0 — расчетная длина элемента; определяют согласно 8.1.6.6.

8.1.6.3 Номинальную жесткость железобетонного элемента определяют по формуле

$$B_{nom} = k_c E_{cd} I_c + k_s E_s I_s, \quad (8.56)$$

где E_{cd} — расчетное значение модуля упругости бетона; определяют по формуле

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,2}; \quad (8.57)$$

E_s — расчетное значение модуля упругости арматуры;

I_s — момент инерции арматуры относительно центра тяжести поперечного сечения бетона;

k_c — коэффициент, учитывающий наличие трещин, влияние ползучести и т. п.; определяют по формуле (8.58);

k_s — коэффициент, учитывающий влияние арматуры; принимают равным 1.

8.1.6.4 Коэффициент k_c определяют по формуле

$$k_c = \frac{k_{1a}k_{2a}}{1 + \varphi_{ef}}, \quad (8.58)$$

где φ_{ef} — эффективный коэффициент ползучести; определяют по формуле (8.64);

k_{1a} — коэффициент, зависящий от класса бетона по прочности на сжатие; определяют по формуле

$$k_{1a} = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}; \quad (8.59)$$

k_{2a} — коэффициент, зависящий от величины продольного усилия и гибкости; определяют по формуле

$$k_{2a} = \bar{n} \cdot \frac{\lambda_a}{170} \leq 0,20, \quad (8.60)$$

здесь $\bar{n}$ — относительное продольное усилие; определяют по формуле

$$\bar{n} = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}; \quad (8.61)$$

λ_a — гибкость; определяют по формуле

$$\lambda_a = \frac{l_0}{i}, \quad (8.62)$$

l_0 — расчетная длина элемента; определяют в соответствии с 8.1.6.6;

i — радиус инерции для сечения бетона без трещин.

Если не определена гибкость λ_a , значение k_{2a} принимают из условия

$$k_{2a} = \bar{n}0,30 \leq 0,20. \quad (8.63)$$

8.1.6.5 Коэффициент φ_{ef} определяют по формуле

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi_{(\infty, t_0)} \cdot M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}, \quad (8.64)$$

где $\varphi_{(\infty, t_0)}$ — предельное значение коэффициента ползучести по 6.1.4.3;

M_{0Eqp} — изгибающий момент, определяемый с учетом эффектов первого порядка при практически постоянном сочетании нагрузок;

M_{0Ed} — изгибающий момент, определяемый с учетом эффектов первого порядка при расчетном сочетании нагрузок.

8.1.6.6 Расчетную длину l_0 элементов, имеющих постоянное по длине l поперечное сечение, при действии продольной силы допускается принимать равной:

а) для элементов с шарнирным закреплением на двух концах (рисунок 8.15 а)) — l ;

б) для элементов с жесткой заделкой (исключающей поворот опорного сечения) на одном конце и незакрепленным другим концом (рисунок 8.15 б)) — $2l$;

в) для элементов с шарнирным несмещаемым опиранием на одном конце, а на другом конце:

— с жесткой (без поворота) заделкой (рисунок 8.15 в)) — $0,7l$;

— с податливой (допускающей ограниченный поворот) заделкой — $0,9l$;

г) для элементов с податливым шарнирным опиранием (допускающим ограниченное смещение опоры) на одном конце, а на другом конце:

— с жесткой (без поворота) заделкой — $1,5l$;

— с податливой (с ограниченным поворотом) заделкой — $2l$;

д) для элементов с несмещаемыми заделками на двух концах:

— жесткими (рисунок 8.15 г)) — $0,5l$;

— податливыми (с ограниченным поворотом) — $0,8l$;

е) для элементов с ограниченно смещаемыми заделками на двух концах:

- жесткими (без поворота) — $0,8l$;
- податливыми (с ограниченным поворотом) — $1,2l$.

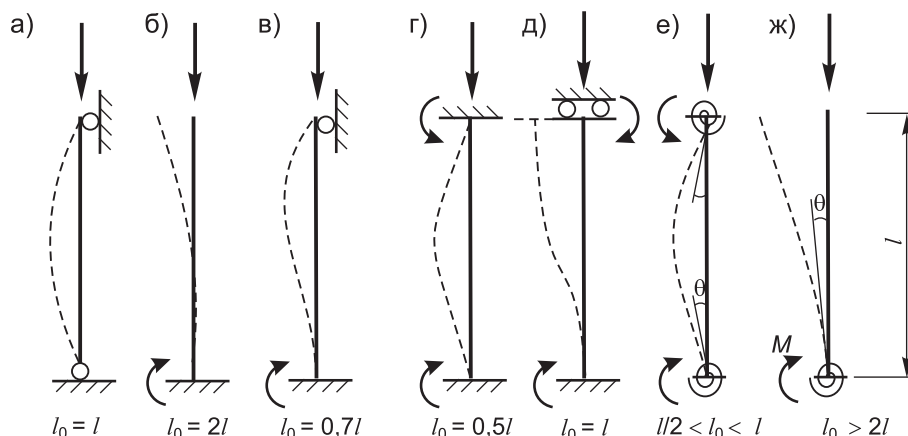


Рисунок 8.15 — Примеры различных форм потери устойчивости и соответствующая расчетная длина отдельных элементов

8.1.6.7 Для элементов типовых конструкций расчетную длину l_0 допускается принимать:

а) для элементов ферм и арок — по таблице 8.2;

б) для колонн одноэтажных производственных зданий с шарнирным опиранием несущих конструкций покрытий, жестких в своей плоскости (способных передавать горизонтальные усилия), а также для эстакад — по таблице 8.3.

Таблица 8.2 — Расчетная длина элементов ферм и арок

Наименование элемента	Расчетная длина l_0 элемента
Элемент фермы: верхний пояс при расчете: в плоскости фермы: при $e_0 < 1/8h_1$ $0,9l$ при $e_0 \geq 1/8h_1$ $0,8l$ из плоскости фермы: для участка под фонарем (при ширине фонаря 12 м и более) $0,8l$ в остальных случаях $0,9l$ раскосы и стойки при расчете: в плоскости фермы $0,8l$ из плоскости фермы: при $b_1 / b_2 < 1,5$ $0,9l$ при $b_1 / b_2 \geq 1,5$ $0,8l$	
Арка: при расчете в плоскости арки: трехшарнирной $0,580L$ двухшарнирной $0,540L$ безшарнирной $0,365L$ при расчете из плоскости арки (любой) $1,000L$	

Окончание таблицы 8.2

Примечание — Обозначения, принятые в таблице:

- l — длина элемента между центрами примыкающих узлов для верхнего пояса фермы; при расчете из плоскости фермы — расстояние между точками его закрепления;
- L — длина арки вдоль ее геометрической оси; при расчете из плоскости арки — длина арки между точками ее закрепления из плоскости арки;
- h_1 — высота сечения верхнего пояса;
- b_1, b_2 — ширина сечения верхнего пояса и стойки (раскоса) фермы соответственно.

8.1.6.8 Для сжатых элементов регулярных рам расчетную длину l_0 определяют по формулам:
— для раскрепленных элементов (см. рисунок 8.15 е))

$$l_0 = 0,5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_{1c}}{0,45 + k_{1c}}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_{2c}}{0,45 + k_{2c}}\right)}; \quad (8.65)$$

— для нераскрепленных элементов (см. рисунок 8.15 ж))

$$l_0 = l \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \frac{k_{1c} k_{2c}}{k_{1c} + k_{2c}}}; \left(1 + \frac{k_{1c}}{1 + k_{1c}}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_{2c}}{1 + k_{2c}}\right) \right\}, \quad (8.66)$$

где k_{1c}, k_{2c} — значения относительной податливости закрепления от поворота на концах элемента 1 и 2 соответственно; определяют по формуле

$$k_c = \frac{\theta}{M} \cdot (B / l), \quad (8.67)$$

здесь θ — угол поворота раскрепляющего элемента при изгибающем моменте M (см. рисунок 8.15 е) и ж));

B — изгибная жесткость сжатого элемента; $B = E_{cd} I_c$;

l — длина в свету сжатого элемента между закреплениями концов.

Примечание — $k_c = 0$ является теоретическим пределом для жесткого закрепления от поворота, а $k_c = \infty$ представляет собой гипотетический предел при полном отсутствии закрепления от поворота. Так как полного закрепления от поворота на практике не встречается, то минимальное значение для k_{1c} и k_{2c} рекомендуется принимать равным 0,1.

Если смежный сжатый элемент (колонна) в узле может оказать влияние на поворот при потере устойчивости, тогда (B / l) при определении k_c заменяют на $[(B / l)_u + (B / l)_d]$, при этом u и d относятся к сжатым элементам (колоннам) над и под узлом.

При определении расчетной длины элемента l_0 жесткость раскрепляющих элементов следует определять с учетом образования трещин, кроме случаев, когда может быть подтверждено, что в предельном состоянии несущей способности они не имеют трещин.

8.1.6.9 Усилия в элементах регулярных рам и углы поворота раскрепляющих элементов допускается определять линейным расчетом с использованием пониженных значений изгибной жесткости сжатых элементов B , равной:

$0,4 E_{cd} I_c$ — для стен и колонн;

$0,3 E_{cd} I_c$ — для железобетонных балок и плит;

$E_{cd} I_c$ — для предварительно напряженных балок и плит.

Таблица 8.3 — Расчетная длина колонн одноэтажных производственных зданий и сооружений

Характеристика здания (сооружения) и колонн				Расчетная длина l_0 колонн при расчете их в плоскости		
				поперечной рамы или перпендикулярной оси эстакады	перпендикулярной поперечной раме или параллельной оси эстакады	
					при наличии	при отсутствии
					связей в плоскости продольного ряда колонн или анкерных опор	
Здания с мостовыми кранами	с учетом нагрузки от кранов	Подкрановая (нижняя) часть колонн при подкрановых балках	разрезных	$1,5H_1$	$0,8H_1$	$1,2H_1$
			неразрезных	$1,2H_1$	$0,8H_1$	$0,8H_1$
		Надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	разрезных	$2,0H_2$	$1,5H_2$	$2,0H_2$
			неразрезных	$2,0H_2$	$1,5H_2$	$1,5H_2$
	с учетом нагрузки от кранов	Подкрановая (нижняя) часть колонн в зданиях	однопролетных	$1,5H$	$0,8H_1$	$1,2H$
			многопролетных	$1,2H$	$0,8H_1$	$1,2H$
		Надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	разрезных	$2,5H_2$	$1,5H_2$	$2,0H_2$
			неразрезных	$2,0H_2$	$1,5H_2$	$1,5H_2$
Здания без мостовых кранов	Ступенчатые колонны	Нижняя часть колонн в зданиях	однопролетных	$1,5H$	$0,8H$	$1,2H$
			многопролетных	$1,2H$	$0,8H$	$1,2H$
		Верхняя часть колонн		$2,5H_2$	$2,0H_2$	$2,5H_2$
	Колонны постоянного сечения в зданиях	однопролетных	$1,5H$	$0,8H$	$1,2H$	
		многопролетных	$1,2H$	$0,8H$	$1,2H$	
	Эстакады	Крановые при подкрановых балках	разрезных	$2,0H_1$	$0,8H_1$	$1,5H_1$
неразрезных			$1,5H_1$	$0,8H_1$	H_1	
Под трубопроводы при соединении колонн с пролетным строением		шарнирном	$2,0H$	H	$2,0H$	
		жестком	$1,5H$	$0,7H$	$1,5H$	

Окончание таблицы 8.3

Примечание — При наличии связей до верха колонн в зданиях с мостовыми кранами расчетную длину надкрановой части колонн в плоскости оси продольного ряда колонн принимают равной H_2 .

H — полная высота колонны от верха фундамента до горизонтальной конструкции (стропильной или подстропильной, распорки) в соответствующей плоскости;

H_1 — высота подкрановой части колонны от верха фундамента до низа подкрановой балки;

H_2 — высота надкрановой части колонны от ступени (консоли) колонны до горизонтальной конструкции в соответствующей плоскости.

8.1.6.10 Влияние продольного изгиба (прогиба) элемента на его несущую способность допускается не учитывать, если выполняется условие $\lambda_a = l_0 / i < \lambda_{lim,a}$.

Значение $\lambda_{lim,a}$ определяют по формуле

$$\lambda_{lim,a} = \frac{20a_N b_N c_N}{\sqrt{\bar{n}}}, \quad (8.68)$$

где a_N (если значение φ_{ef} неизвестно, $a_N = 0,7$) вычисляют по формуле

$$a_N = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{ef}}, \quad (8.69)$$

здесь φ_{ef} — эффективный коэффициент ползучести; определяют по формуле (8.64)

b_N (если значение ω неизвестно, $b_N = 1,1$) вычисляют по формуле

$$b_N = \sqrt{1 + 2\omega}, \quad (8.70)$$

здесь ω — механический коэффициент армирования; определяют по формуле

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}, \quad (8.71)$$

A_s — суммарная площадь продольной арматуры;

c_N (если значение r_m неизвестно, $c_N = 0,7$) вычисляют по формуле

$$c_N = 1,7 - r_m, \quad (8.72)$$

здесь r_m — отношение моментов; определяют по формуле

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}, \quad (8.73)$$

M_{01}, M_{02} — моменты на концах элемента с учетом эффектов первого порядка; $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

$\bar{n}$ — относительное продольное усилие; определяют по формуле

$$\bar{n} = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}. \quad (8.74)$$

Если моменты на концах элемента конструкции M_{01} и M_{02} создают растяжение с одной и той же стороны сечения, то значение r_m принимают как положительное (т. е. $c_N \leq 1,7$), в противном случае — как отрицательное (т. е. $c_N > 1,7$).

Значение r_m принимают равным 1 (т. е. $c_N = 0,7$) в следующих случаях:

- для раскрепленных элементов, в которых моменты первого порядка являются результатом исключительно или преимущественно несовершенств, либо действия поперечной нагрузки;
- для нераскрепленных элементов в целом.

8.2 Проверки предельных состояний несущей способности при действии поперечных сил

8.2.1 Расчет сопротивления железобетонных элементов без поперечного армирования

8.2.1.1 Проверку предельных состояний несущей способности железобетонных элементов конструкций без поперечной и (или) наклонной (отогнутой) арматуры при действии поперечных сил производят из условия

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,ct},$$

где V_{Ed} — расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении, вызванная расчетным воздействием или сочетанием расчетных воздействий;

$V_{Rd,ct}$ — расчетная поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечной арматуры (расчетное сопротивление срезу).

В случаях когда не выполняется данное условие, для обеспечения требуемого сопротивления элементов конструкций по сечению, наклонному к продольной оси элемента, поперечную арматуру устанавливают по расчету.

8.2.1.2 Расчетную поперечную силу $V_{Rd,ct}$, Н, воспринимаемую элементом без вертикальной и (или) наклонной арматуры (расчетное сопротивление срезу), определяют по формуле

$$V_{Rd,ct} = \left[C_{Rd,c} k \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] \cdot b_w d, \quad (8.75)$$

но не менее $V_{Rd,ct,min} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \cdot b_w d, \quad (8.76)$

где $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad (8.77)$

здесь d — в миллиметрах;

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02, \quad (8.78)$$

здесь A_{sl} — площадь сечения продольной растянутой арматуры, учитываемой в расчете прочности наклонного сечения при условии, что она заведена за расчетное сечение на длину не менее $(l_{bd} + d)$ и надежно заанкерена (рисунок 8.16);

b_w — минимальная ширина поперечного сечения элемента в растянутой зоне, мм;

σ_{cp} — среднее значение нормальных напряжений; определяют по формуле

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd}, \text{ МПа}, \quad (8.79)$$

здесь N_{Ed} — осевое усилие, Н, вызванное действием нагрузки; влияние вынужденных деформаций допускается не учитывать;

A_c — площадь бетонного сечения, мм²;

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}; \quad (8.80)$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}; \quad (8.81)$$

$$k_1 = 0,15.$$

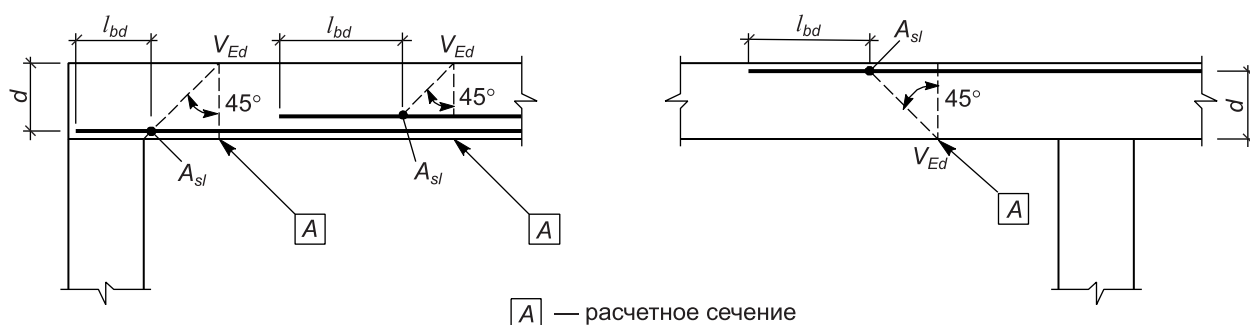


Рисунок 8.16 — Схемы положения расчетного сечения при определении площади продольного армирования

8.2.1.3 Расчет сопротивления срезу элементов без поперечной арматуры при действии поперечных сил по формуле (8.76) допускается не производить для сечений на участке, располагаемом между внутренней гранью опоры и точкой, получаемой в результате пересечения продольной оси элемента с линией, наклоненной под углом 45° к внутренней грани площадки опирания.

8.2.1.4 Для элементов конструкций (рисунок 8.17), у которых нагрузка приложена к верхней грани сечения в пределах зоны $0,5d \leq a_v \leq 2,5d$ от края опоры (или середины опоры, если используются деформируемые опоры), влияние данной нагрузки на поперечную силу V_{Ed} учитывают умножением на понижающий коэффициент $\beta = a_v / 2,5d$. Данное понижение может быть применено при определении $V_{Rd,ct}$ по формуле (8.75). Это правило понижения применяют только при условии надежной анкеровки продольной арматуры на опоре. При $a_v \leq 0,5d$ принимают значение $a_v = 0,5d$.

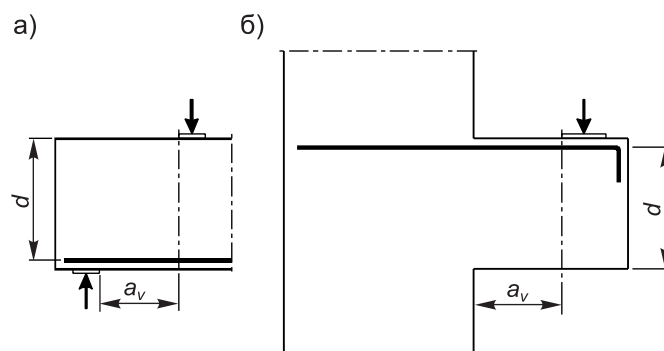


Рисунок 8.17 — Нагрузки, близкие к опоре:
а — для балки с непосредственной опорой;
б — для консоли

Поперечная сила V_{Ed} , рассчитанная без учета понижающего коэффициента β , должна удовлетворять условию

$$V_{Ed} \leq 0,5b_w d v f_{cd}. \quad (8.82)$$

При этом v — коэффициент снижения прочности для бетона с учетом образования наклонных трещин определяют по формуле

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right), \quad (8.83)$$

где f_{ck} — в МПа.

8.2.2 Расчет сопротивления железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил на основе стержневой модели

8.2.2.1 Проверку предельного состояния несущей способности железобетонных элементов при действии поперечных сил (рисунок 8.18) производят из условия $V_{Ed} \leq V_{Rd,sy}$.

8.2.2.2 При отсутствии продольных сил, действующих на сечение, расчетную поперечную силу $V_{Rd,sy}$, воспринимаемую элементом с поперечным армированием (расчетное сопротивление срезу), определяют по формуле

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z f_{ywd} \cot \theta, \quad (8.84)$$

при

$$\frac{A_{sw} f_{ywd}}{b_w s} \leq 0,5 v f_{cd}, \quad (8.85)$$

где v — определяют по формуле (8.83).

При расчете железобетонных элементов на основе стержневой модели принимают $f_{ywd} = 0,8 f_{yk}$.

8.2.2.3 Расчетная поперечная сила, определенная по формуле (8.84), не должна превышать поперечную силу $V_{Rd,max}$, вычисляемую по формуле

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w z v f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}. \quad (8.86)$$

8.2.2.4 Предельную расчетную поперечную силу $V_{Rd,sy}$, воспринимаемую элементом с поперечной арматурой, отогнутой под углом $\alpha \geq 45^\circ$, определяют по формуле

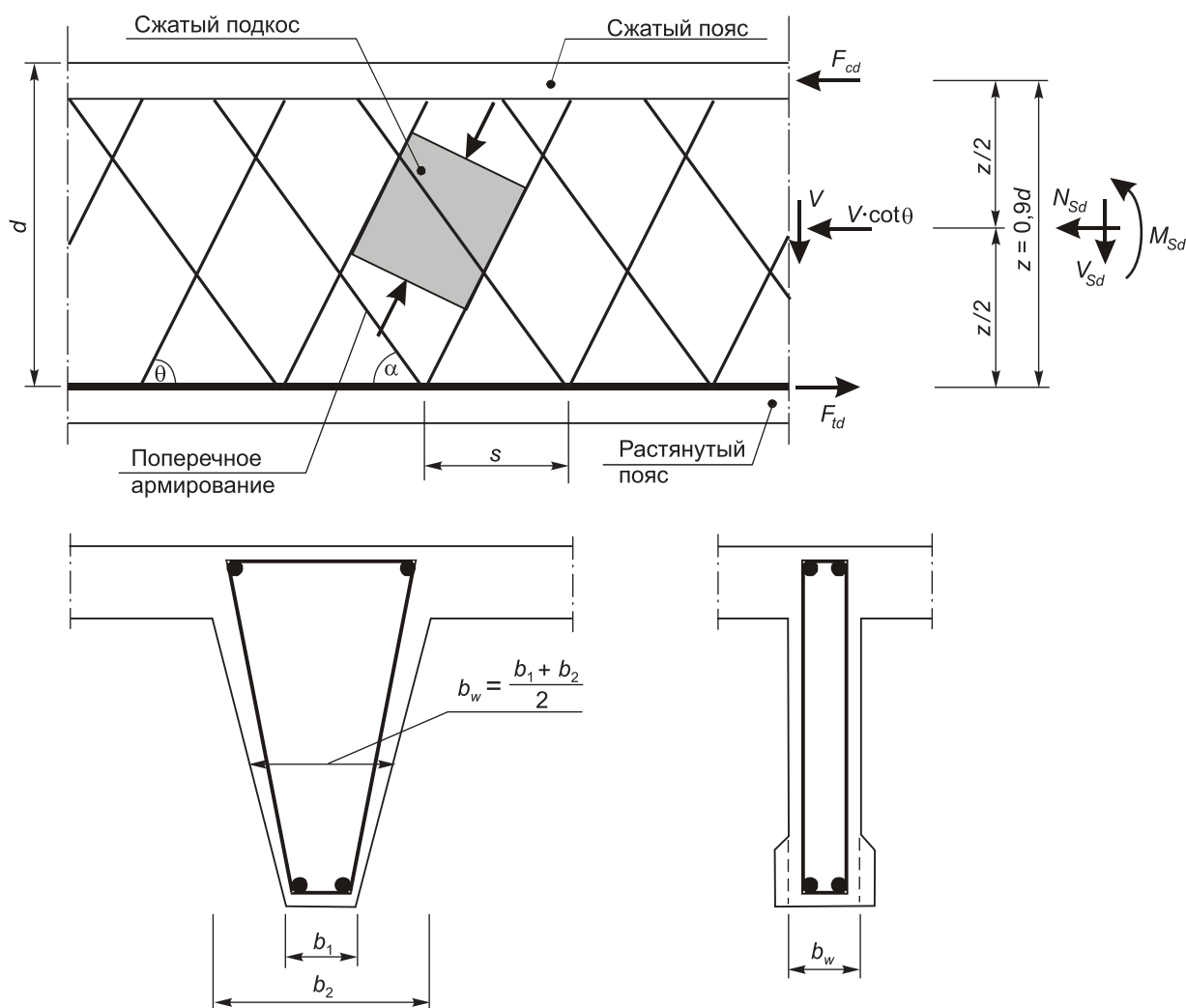
$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha, \quad (8.87)$$

при

$$\frac{A_{sw} f_{ywd}}{s b_w} \leq \frac{0,5 v f_{cd} \sin \alpha}{1 - \cos \alpha}. \quad (8.88)$$

8.2.2.5 Предельная расчетная поперечная сила, определенная по формуле (8.87), не должна превышать поперечную силу $V_{Rd,max}$, вычисляемую по формуле

$$V_{Rd,max} = b_w z v f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}. \quad (8.89)$$



Примечание — Максимально возможное значение $\cot \theta$ допускается принимать равным 2,5; меньшие значения $\cot \theta$ — при соблюдении нижнего предела $\cot \theta > 1$.

α — угол наклона между поперечной и продольной рабочей арматурой;
 θ — угол наклона между сжатой бетонной полосой (подкосом) и продольной рабочей арматурой; b_w — наименьшая ширина стенки;
 z — плечо внутренней пары сил (при расчетах допускается принимать примерно $z = 0,9d$); d — рабочая высота сечения

Рисунок 8.18 — Схемы для расчета прочности железобетонных элементов при действии поперечной силы на основе стержневой модели

8.2.2.6 Максимальную поперечную силу, воспринимаемую расчетным сечением элементов, подвергнутых действию осевых продольных сжимающих усилий, $V_{Rd,max,comp}$ определяют по формуле

$$V_{Rd,max,comp} = \alpha_c V_{Rd,max}, \quad (8.90)$$

где $V_{Rd,max}$ — поперечная сила, определяемая по формуле (8.86) или (8.89);

α_c — коэффициент, учитывающий влияние продольного осевого усилия; принимают:

$$\text{при } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}, \quad \alpha_c = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd}; \quad (8.91)$$

$$\begin{aligned} \text{при } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd}, \quad \alpha_c &= 1,25; \\ \text{при } 0,5f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0f_{cd}, \quad \alpha_c &= 2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}), \end{aligned} \quad (8.92)$$

здесь σ_{cp} — средние значения сжимающих напряжений (рассматриваемых со знаком «плюс»), вызванных действием продольного осевого усилия. Напряжения σ_{cp} не учитывают при расчете сечений, расположенных на расстоянии менее $0,5d \cot \theta$ от грани опоры.

8.2.2.7 При расчете сопротивления срезу элементов, воспринимающих растягивающие продольные усилия, в расчетах по формулам (8.84), (8.86), (8.87) и (8.89) принимают $\cot \theta = 1$.

8.2.2.8 Дополнительное растягивающее усилие в продольной арматуре ΔT_d , вызванное действием перерезывающей силы, определяют по формуле

$$\Delta T_d = 0,5V_{Sd} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha). \quad (8.93)$$

При этом суммарное растягивающее усилие в продольной арматуре $(M_{Sd} / z) + \Delta T_d$ не должно превышать $M_{Ed, \max} / z$.

8.2.2.9 Если расчетное сечение расположено на расстоянии $0,5d < x < 2,0d$ от грани опоры (короткой балки, консоли), прочность при срезе V_{Rd} определяют по формуле

$$V_{Rd} = V_{Rd, ct} + A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha, \quad (8.94)$$

где $V_{Rd, ct}$ — определяют для наиболее неблагоприятного положения расчетного сечения x ;
 $A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha$ — составляющая поперечной силы, воспринимаемая поперечной арматурой, пересекаемой наклонной трещиной.

При этом в расчете используют только поперечную арматуру в середине участка длиной $0,75a_v$ (см. рисунок 8.17).

Значение V_{Rd} , рассчитанное по формуле (8.94), не должно превышать $V_{Rd, \max}$, рассчитанное по формуле (8.86).

8.2.3 Общий метод расчета железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил

8.2.3.1 Сопротивление срезу железобетонного элемента при расчете на совместное действие изгибающих моментов, продольных и поперечных сил проверяют из условия

$$V_{Ed} \leq V_{Rd, ct} + V_{Rd, sy} \leq 0,25f_{cd} b_w z, \quad (8.95)$$

где $V_{Rd, ct}$ — расчетная поперечная сила, воспринимаемая элементом без поперечного армирования; определяют по формуле (8.96);

$V_{Rd, sy}$ — расчетная поперечная сила, воспринимаемая элементом с поперечным армированием; определяют по формуле (8.98);

f_{cd} — расчетная прочность бетона на сжатие.

8.2.3.2 Расчетную поперечную силу, воспринимаемую элементом без поперечного армирования, $V_{Rd, ct}$ определяют по формуле

$$V_{Rd, ct} = \sigma_1 b_w z \cot \theta, \quad (8.96)$$

где σ_1 — средние значения главных растягивающих напряжений, определяемые по диаграмме деформирования в зависимости от средних значений главных относительных деформаций растяжения ε_1 в соответствии с 6.1.6.

Средние значения главных растягивающих напряжений в формуле (8.96) должны удовлетворять условию

$$\sigma_1 \leq \frac{0,18 \cdot \sqrt{f_{cm}}}{0,3 + \frac{24w_k}{a + 16}} \cdot \tan \theta + \frac{A_{sw}}{sb_w} \cdot (f_{ywd} - \sigma_{sw}). \quad (8.97)$$

8.2.3.3 Расчетную поперечную силу, воспринимаемую элементом с поперечным армированием, $V_{Rd, sy}$ определяют по формуле

$$V_{Rd, sy} = \frac{A_{sw} \sigma_{sw} z}{s} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha. \quad (8.98)$$

В формулах (8.96)–(8.98):

- θ — угол наклона сжатого подкоса к продольной арматуре (продольной оси элемента);
- α — угол наклона поперечной арматуры к продольной оси элемента;
- A_{sw} — площадь поперечной арматуры в расчетном сечении;
- s — шаг поперечной арматуры;
- σ_{sw} — напряжение в поперечной арматуре;
- a — максимальный размер зерна крупного заполнителя, использованного для приготовления бетонной смеси, мм;
- w_k — ширина раскрытия наклонной трещины, мм; определяют по формуле

$$w_k = \varepsilon_1 s_{m0}, \quad (8.99)$$

где s_{m0} — среднее расстояние между диагональными трещинами; определяют по 9.2.4.

8.2.3.4 Расчет наклонного сечения производят, предполагая, что напряжения в поперечной арматуре достигают расчетного сопротивления, принимая в формулах (8.97) и (8.98) $\sigma_{sw} = f_{ywd} = 0,8f_{yk}$. Поперечная сила V_{Ed} должна удовлетворять условию

$$V_{Ed} \leq \beta_3 \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot b_w z + \frac{A_{sw} f_{ywd} z}{s} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \leq 0,25 f_{cd} b_w z, \quad (8.100)$$

где β_3 — коэффициент, зависящий от средних значений главных относительных деформаций растяжения ε_1 ; определяют по формуле

$$\beta_3 = \frac{0,33 \cot \theta}{1 + \sqrt{500 \varepsilon_1}} \leq \frac{0,18}{0,3 + 24 \cdot \frac{w_k}{a + 16}}. \quad (8.101)$$

Средние значения главных относительных деформаций растяжения ε_1 в формуле (8.99) определяют по формуле

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x - \varepsilon_2) \cdot \cot^2 \theta, \quad (8.102)$$

где ε_2 — главные относительные деформации сжатия; определяют по трансформированной диаграмме деформирования $\sigma_2 - \varepsilon_2$ (см. 6.1.6) в зависимости от значений главных сжимающих напряжений σ_2 ;

ε_x — средние продольные относительные деформации; вычисляют на уровне центра тяжести растянутой продольной арматуры по формуле

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_{Ed}}{z} + 0,5N_{Ed} + 0,5V_{Ed} \cdot \cot \theta}{E_s A_s} \geq 0, \quad (8.103)$$

здесь M_{Ed} , N_{Ed} , V_{Ed} — соответственно изгибающий момент, продольная и поперечная силы в расчетном сечении;

A_s — площадь продольной арматуры в расчетном сечении.

Среднее значение главного сжимающего напряжения определяют по упрощенной формуле:

$$\sigma_2 = \tau \cdot (\tan \theta + \cot \theta) = \frac{V_{Ed}}{b_w z} \cdot (\tan \theta + \cot \theta), \quad (8.104)$$

где τ — расчетное значение касательных напряжений в рассчитываемом сечении.

8.2.3.5 Требуемое количество расчетной поперечной арматуры определяют из условия

$$V_{Rd,sy} > V_{Ed} - V_{Rd,ct}. \quad (8.105)$$

В соответствии с принятыми расчетными условиями напряжения в поперечной арматуре достигают значения расчетного сопротивления на участке длиной $z \cot \theta$; расчетное сечение располагают в середине данного участка. При расчете по общему методу первое расчетное сечение в зоне совместного действия изгибающих моментов, продольных и поперечных сил следует располагать на расстоянии $0,5z \cot \theta$ от внутренней грани опоры. При действии сосредоточенной силы прочность сечений, располагаемых на расстоянии менее $0,5z \cot \theta$ от места приложения силы, допускается не проверять. Для упрощения расчета допускается вместо $0,5z \cot \theta$ принимать $0,5z$.

8.2.3.6 Усилие, действующее в продольной растянутой арматуре, вызванное совместным действием изгибающих моментов, продольных и поперечных сил, должно удовлетворять условию

$$A_s f_{yd} > \frac{M_{Ed}}{z} + 0,5 N_{Ed} + (V_{Ed} - 0,5 V_{Rd, sy}) \cdot \cot \theta, \quad (8.106)$$

где M_{Ed} , N_{Ed} — соответственно изгибающий момент и продольная сила, действующие в рассматриваемом сечении, вызванные действием расчетных нагрузок.

8.2.3.7 При проверках сопротивления срезу элементов с переменной высотой сечения расчетную поперечную силу V_{Ed} , определенную из статического расчета, заменяют суммарной поперечной силой ($V_{Ed} - V_{tcd} - V_{bcd}$) с учетом составляющих, действующих в наклонных поясах (рисунок 8.19).

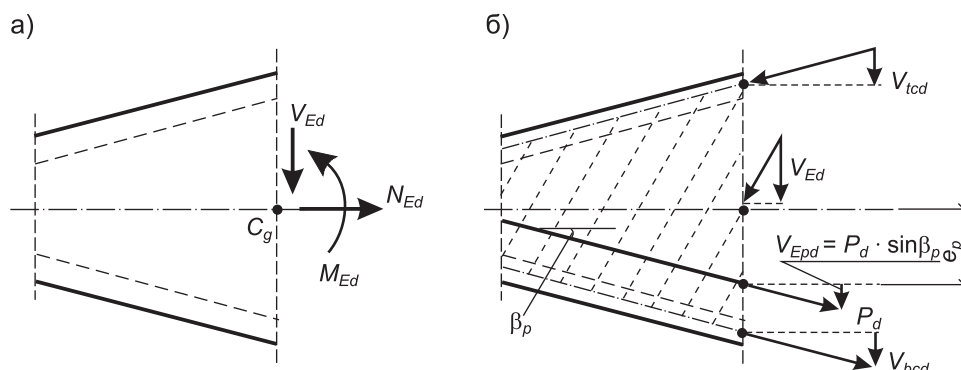


Рисунок 8.19 — Схемы определения сопротивления срезу элементов с переменной высотой сечения:
 а — схема усилий, действующих в расчетном сечении;
 б — схема составляющих расчетной перерезывающей силы

В элементах, для которых определенную долю усилия обжатия рассматривают как эффект воздействия (т. е. определенную часть усилия обжатия не включают в комбинацию нагрузок, используемую для определения расчетной перерезывающей силы V_{Ed}) предусматривают следующее:

— расчетную перерезывающую силу в стенке следует определять с учетом результирующей от усилия обжатия V_{Epd} (см. рисунок 8.19 б)), определяемой по формуле

$$V_{Epd} = V_{Ed} - P_d \sin \beta_p; \quad (8.107)$$

— в случае когда сопротивление срезу зависит от действующих в сечении продольного усилия и изгибающего момента, расчетные усилия N_{Ed} и M_{Ed} следует заменять на $(N_{Ed} - P_d \cos \beta_p)$ и $(M_{Ed} - P_d e_p \cos \beta_p)$ соответственно.

8.2.3.8 Сопротивление срезу по сечению, проходящему между стенкой и полкой, рассчитывают, рассматривая полку как систему сжатых подкосов, соединенных растянутыми элементами в виде поперечной арматуры.

Количество поперечного армирования, устанавливаемого в полке на единицу длины, A_{sf} / s_f определяют из условия

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq v_{Sd} f_{ywd} \cot \theta_r, \quad (8.108)$$

где v_{Sd} — среднее усилие среза, приходящееся на единицу длины рассчитываемого участка по одну сторону от стенки; определяют по формуле

$$v_{Sd} = \frac{\Delta F_d}{\Delta x}, \quad (8.109)$$

здесь ΔF_d — приращение результирующей нормальных напряжений, распределенных в пределах полки с одной стороны от стенки на длине рассматриваемого участка Δx (рисунок 8.20).

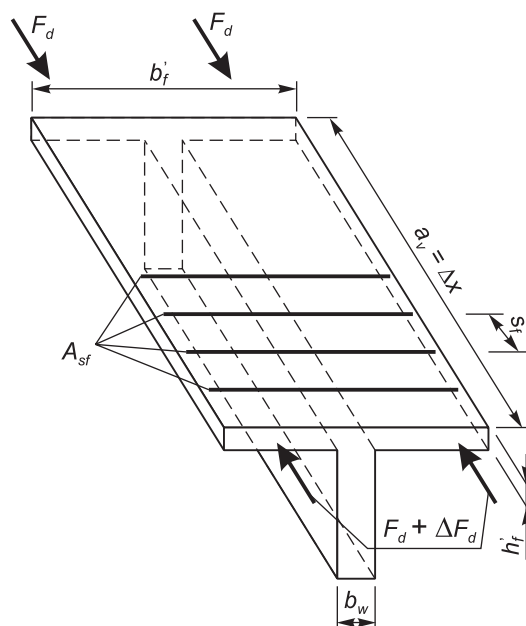


Рисунок 8.20 — Схема для расчета сопротивления срезу по сечению, проходящему между стенкой и полкой

При этом для предотвращения раздавливания сжатого подкоса, представленного наклонными трещинами в пределах полки, должно выполняться условие

$$V_{Ed} \leq v f_{cd} h'_f \sin \theta_r \cos \theta_r. \quad (8.110)$$

При расчетах по формулам (8.102) и (8.104) допускается принимать следующие значения угла θ_r :

- для сжатой полки — $\cot \theta_r = 2,0$ ($\theta_r = 26,5^\circ$);
- для растянутой полки — $\cot \theta_r = 1,25$ ($\theta_r = 38,6^\circ$).

В расчетах следует учитывать армирование полки, установленное для восприятия изгибающего момента в поперечном направлении (местный изгиб в полке).

8.3 Проверки предельных состояний несущей способности при действии крутящих моментов

8.3.1 Расчет сопротивления железобетонных элементов, работающих на кручение с изгибом, на основе модели пространственного сечения

8.3.1.1 При действии на элемент крутящих моментов разрушение происходит по пространственному сечению, которое образовано спиральной трещиной и замыкающей ее сжатой зоной, расположенной под углом θ к продольной оси элемента.

8.3.1.2 Расчет пространственного сечения следует производить из условия равновесия моментов всех внешних и внутренних сил в плоскости, нормальной к линии, ограничивающей сжатую зону пространственного сечения, относительно оси, перпендикулярной этой плоскости и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне.

8.3.1.3 Предельные усилия в расчетной модели сопротивления пространственного сечения следует определять на основе следующих условий:

- усилие, воспринимаемое бетоном растянутой зоны сечения, принимают равным нулю;
- сжатую зону пространственного сечения условно представляют плоскостью, расположенной под некоторым углом θ к продольной оси элемента, прочность бетона при сжатии — напряжениями $f_{cd} \sin^2 \theta$, равномерно распределенными по сжатой зоне;
- растягивающие напряжения в продольной и поперечной арматуре, пересекающей растянутую зону пространственного сечения, принимают равными расчетным сопротивлениям f_{yd} и f_{ywd} соответственно;
- напряжение в арматуре, расположенной в сжатой зоне, принимают в соответствии с 6.2.

8.3.1.4 При расчете элементов, работающих на кручение с изгибом, должно выполняться условие

$$T_{Ed} \leq 0,1f_{cd}b^2h, \quad (8.111)$$

где b, h — соответственно меньший и больший размеры сторон поперечного сечения элемента.

Значение f_{cd} для бетона классов по прочности на сжатие выше C25/30 принимают как для бетона класса C25/30.

8.3.1.5 Проверку предельных состояний пространственного сечения элемента, работающего на кручение с изгибом, производят согласно рисунку 8.21 из условия

$$T_{Ed} \leq f_{yd}A_{s1} \cdot \frac{1 + \eta_w \delta_T \lambda_T^2}{\eta_q \lambda_T + \chi_T} \cdot (d - 0,5x). \quad (8.112)$$

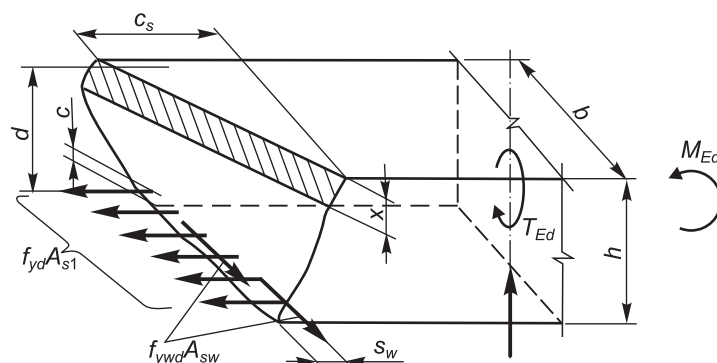


Рисунок 8.21 — Схема усилий в пространственном сечении железобетонного элемента, работающего на кручение с изгибом, при проверке предельных состояний несущей способности

Высоту сжатой зоны бетона x определяют из условия

$$f_{yd}A_{s1} - f_{yd}A_{s2} = f_{cd}bx. \quad (8.113)$$

Расчет производят для трех расчетных схем расположения сжатой зоны пространственного сечения:

- первая схема — у сжатой от изгиба грани элемента (рисунок 8.22 а));
- вторая схема — у грани элемента, параллельной плоскости действия изгибающего момента (рисунок 8.22 б));
- третья схема — у растянутой от изгиба грани элемента (рисунок 8.22 в)).

В формулах (8.112) и (8.113):

A_{s1}, A_{s2} — площадь поперечного сечения продольной арматуры, расположенной соответственно в растянутой и сжатой зонах сечения, определенных при данной расчетной схеме;

b, h — размеры сторон поперечного сечения элемента, соответственно параллельных и перпендикулярных линии, ограничивающей сжатую зону;

$$\delta_T = \frac{b}{2h + b}; \quad (8.114)$$

$$\lambda_T = \frac{c_s}{b}, \quad (8.115)$$

где c_s — длина проекции линии, ограничивающей сжатую зону, на продольную ось элемента; расчет производят для наиболее опасного значения c_s , определяемого последовательным приближением и принимаемого не более $(2h + b)$;

χ_T и η_q — значения, характеризующие соотношение между действующими усилиями T_{Ed} , M_{Ed} и V_{Ed} ; принимают:

при отсутствии изгибающего момента	$\chi_T = 0, \eta_q = 1;$
при расчете по первой схеме	$\chi_T = M_{Ed} / T_{Ed}, \eta_q = 1;$
при расчете по второй схеме	$\chi_T = 0, \eta_q = 1 + V_{Ed}h / (2T_{Ed});$
при расчете по третьей схеме	$\chi_T = -(M_{Ed} / T_{Ed}), \eta_q = 1,$

где крутящий момент T_{Ed} , изгибающий момент M_{Ed} и поперечную силу V_{Ed} принимают для сечения, нормального к продольной оси элемента и проходящего через центр тяжести сжатой зоны пространственного сечения;

η_w — коэффициент, характеризующий соотношение между поперечной и продольной арматурой; определяют по формуле

$$\eta_w = \frac{f_{ywd} A_{sw} b}{f_{yd} A_{s1} s}, \quad (8.116)$$

где A_{sw} — площадь сечения одного стержня поперечной арматуры, расположенного у грани, являющейся растянутой для рассматриваемой расчетной схемы;

s — расстояние между соседними стержнями (шаг) поперечной арматуры.

При этом значение η_w должно быть:

— не менее значения $\eta_{w,min}$, определяемого по формуле

$$\eta_{w,min} = \frac{0,5}{1 + 0,5 M_{Ed} / (\eta_w M_{Rd})}; \quad (8.117)$$

— не более значения $\eta_{w,max}$, определяемого по формуле

$$\eta_{w,max} = 1,5 \cdot \left(1 - \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right), \quad (8.118)$$

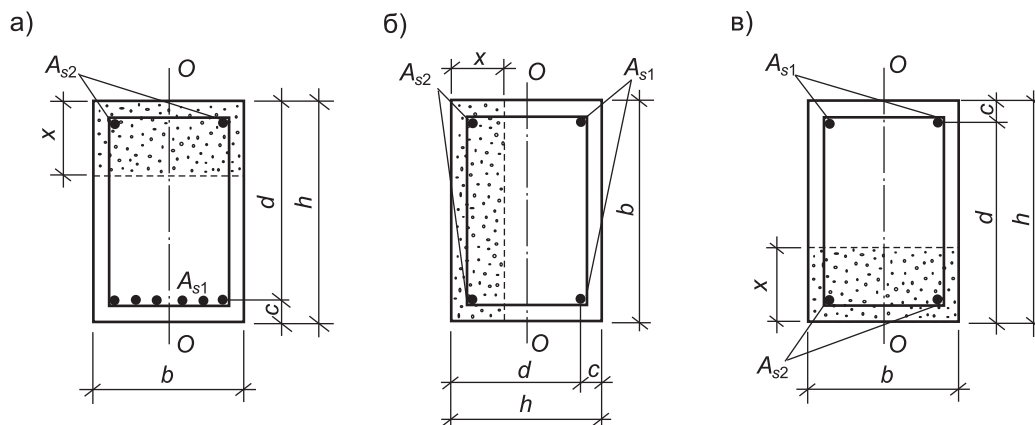
где M_{Ed} — изгибающий момент; принимают:

для второй схемы — равным нулю;

для третьей схемы — со знаком «минус»;

M_{Rd} — предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента.

Если значение η_w , рассчитанное по формуле (8.116), менее $\eta_{w,min}$, то усилие $f_{yd} A_{s1}$, подставляемое в формулы (8.112) и (8.113), умножают на отношение $\eta_w / \eta_{w,min}$.



O—O — плоскость действия изгибающего момента

Рисунок 8.22 — Расчетные схемы расположения сжатой зоны пространственного сечения:

а — у сжатой от изгиба грани элемента;

б — у грани элемента, параллельной плоскости действия изгибающего момента;

в — у растянутой от изгиба грани элемента

8.3.2 Расчет сопротивления железобетонных элементов, работающих на кручение, на основе модели пространственной фермы

8.3.2.1 Элемент конструкции, работающий на кручение, после образования трещин рассматривают как пространственную ферму, которая состоит из стержней продольной арматуры, являющихся параллельными поясами, и решетки из сжатых бетонных подкосов, образованных диагональными трещинами, а также связывающих эти подкосы растянутых стержней поперечной арматуры.

8.3.2.2 Проверку предельных состояний несущей способности элемента конструкции, воспринимающей кручение, производят с использованием расчетной модели, включающей уравнения равновесия внешних и внутренних сил, при этом рассматривают замкнутое коробчатое поперечное сечение. Толщина условной стенки коробчатого сечения должна быть не более толщины фактической стенки.

8.3.2.3 Сплошное поперечное сечение заменяют коробчатым сечением с сохранением наружных обводов и размеров сплошного сечения (рисунок 8.23).

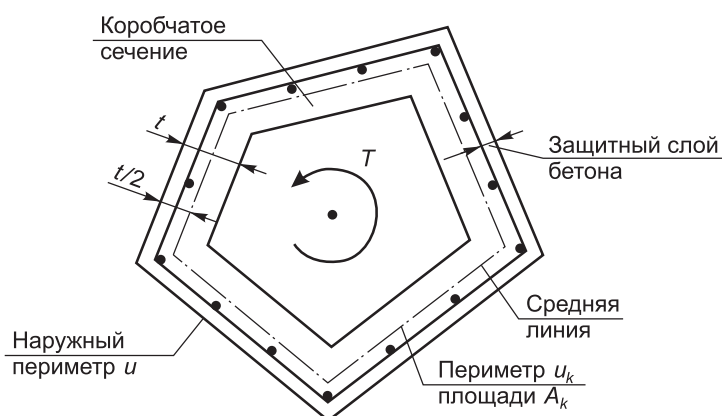


Рисунок 8.23 — Схема сечения элемента, подвергнутого кручению

8.3.2.4 Открытое поперечное сечение (например, тавровое) разделяют на отдельные части, каждую из которых рассматривают как коробчатое сечение. Прочность на кручение элемента, имеющего открытое поперечное сечение, является суммой прочностей его отдельных частей.

8.3.2.5 Суммарный крутящий момент, воспринимаемый отдельными частями сечения элемента, не должен существенно отличаться от момента, определенного на основе упругого расчета элемента, не разделенного на отдельные части.

8.3.2.6 Жесткость при кручении элемента, форма сечения которого отличается от прямоугольной, следует определять путем суммирования жесткостей отдельных прямоугольных частей, на которые это непрямоугольное сечение разделено. Делить непрямоугольное сечение на отдельные прямоугольные части следует таким образом, чтобы суммарная жесткость отдельных прямоугольных частей была максимальной.

8.3.2.7 При проверке предельных состояний несущей способности кручение допускается не учитывать, если выполняется условие, когда крутящий момент от расчетных воздействий составляет менее 1/4 крутящего момента, соответствующего образованию трещин:

$$T_{Ed} < \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{f_{cd} f_{ctd}}{f_{cd} + f_{ctd}} \right) \cdot \frac{A^2}{u}, \quad (8.119)$$

где A — полная площадь сечения внутри его наружного периметра, включающая площадь внутренней пустотелой части;

u — наружный периметр сечения.

8.3.2.8 При расчете элемента на кручение должны выполняться условия:

$$T_{Ed} \leq T_{Rd1},$$

$$T_{Ed} \leq T_{Rd2},$$

где T_{Rd1} — предельный крутящий момент, который может быть воспринят сжатыми бетонными подкосами (сопротивление элемента кручению по бетону);

T_{Rd2} — предельный крутящий момент, который может быть воспринят арматурой (сопротивление элемента кручению по арматуре).

8.3.2.9 Сопротивление элемента кручению по бетону T_{Rd1} определяют по формуле

$$T_{Rd1} = \frac{2vf_{cd}tA_k}{\cot\theta + \tan\theta}, \quad (8.120)$$

где t — толщина условной стенки сплошного или коробчатого сечения; $t \leq A/u$, но не более фактической толщины стенки; значение t не допускается принимать менее двукратной толщины защитного слоя бетона продольной арматуры;

A_k — полная площадь сечения внутри средней линии, включающая площадь внутренней пустотелой части;

θ — угол наклона бетонных подкосов к продольной оси элемента; принимают в диапазоне от 30 до 60°;

v — безразмерный коэффициент; определяют по формуле

$$v = 0,7 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{200}\right) \geq 0,35, \quad (8.121)$$

здесь f_{ck} — в Н/мм²,

только когда поперечная арматура размещается у наружной поверхности элемента. При размещении поперечной арматуры у наружной и внутренней граней условной стенки элемента, имеющего сплошное сечение, или у обеих граней стенки элемента, имеющего коробчатое сечение, значение v определяют по формуле (8.83).

8.3.2.10 Сопротивление элемента кручению по арматуре T_{Rd2} определяют по формуле

$$T_{Rd2} = 2A_k f_{ywd} \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot \cot\theta. \quad (8.122)$$

Дополнительную площадь сечения продольной арматуры A_s , необходимую для восприятия усилий, возникающих вследствие кручения элемента, определяют из условия

$$A_s f_{yd} = T_{Rd2} \cdot \frac{u_k}{2A_k} \cdot \cot\theta. \quad (8.123)$$

Если армирование задано, значения θ и T_{Rd2} определяют по формулам:

$$\tan^2 \theta = \frac{\frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd}}{\frac{A_s}{u_k} \cdot f_{yd}}, \quad (8.124)$$

$$T_{Rd2} = 2A_k \cdot \sqrt{\frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{A_s}{u_k} \cdot f_{yd}}. \quad (8.125)$$

В формулах (8.122)–(8.125):

f_{ywd} — расчетное сопротивление поперечной арматуры;

f_{yd} — расчетное сопротивление продольной арматуры;

A_{sw} — площадь сечения одного стержня поперечной арматуры;

u_k — длина средней линии;

s — шаг поперечной арматуры.

Если значение θ , определенное по формуле (8.124), не соответствует диапазону, установленному в 8.3.2.9, принимают значение θ равным ближайшему граничному значению.

8.3.2.11 Для выполнения условия гарантированной передачи усилий с подкосов на поперечную арматуру необходимо, чтобы как минимум один продольный стержень находился в каждом из углов поперечного сечения элемента.

8.3.2.12 Армирование, необходимое для восприятия усилий от изгибающего момента, продольной силы и среза, которые действуют в различных сочетаниях совместно с крутящим моментом, должно быть дополнено армированием, необходимым для восприятия усилий от кручения. При этом ограничения по величине шага поперечной арматуры и ее размещению следует принимать исходя из совместного рассмотрения сопротивлений кручению, изгибу, осевым усилиям и срезу.

8.3.2.13 В растянутой от действия изгибающих моментов зоне сечения элемента в дополнение к продольному армированию, необходимому для восприятия усилий от изгиба и осевых сил, следует предусматривать продольное армирование, необходимое для восприятия усилий от кручения. В сжатой от изгиба зоне сечения дополнительное продольное армирование, необходимое для восприятия усилий от кручения, допускается не устанавливать в случае, если растягивающие напряжения в бетоне, возникающие вследствие кручения, меньше сжимающих напряжений в бетоне, возникающих вследствие изгиба.

8.3.2.14 Если крутящий момент действует одновременно с большим изгибающим моментом, главные сжимающие напряжения в бетоне не должны превышать расчетной прочности бетона на сжатие. Эти напряжения следует определять исходя из усредненных напряжений, возникающих вследствие изгиба (по длине элемента), и касательных напряжений τ_{Ed} , возникающих вследствие кручения:

$$\tau_{Ed} = T_{Ed} / (2A_k t). \quad (8.126)$$

8.3.2.15 При совместном действии крутящего момента T_{Ed} и поперечной силы V_{Ed} должны выполняться условия:

— для сплошного сечения

$$\left[\frac{T_{Ed}}{T_{Rd1}} \right]^2 + \left[\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \right]^2 \leq 1; \quad (8.127)$$

— для коробчатого сечения

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd1}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1, \quad (8.128)$$

где T_{Rd1} — сопротивление элемента кручению по бетону; определяют по формуле (8.120);

$V_{Rd,max}$ — прочность бетонных подкосов, наклоненных под углом θ к продольной оси элемента; определяют по формуле (8.86) или (8.90).

8.3.2.16 Напряжения в бетоне, возникающие вследствие совместного действия кручения и среза в каждой стенке коробчатого сечения, не должны превышать:

$$\sigma_c = v f_{cd}, \quad (8.129)$$

где v — определяют по формуле (8.83).

8.3.2.17 Для совместного действия кручения и среза угол наклона бетонных подкосов θ допускается принимать одинаковым.

8.3.2.18 При расчете сплошных сечений, по форме близких к прямоугольной, допускается не предусматривать расчетное армирование для восприятия усилий от кручения и среза, кроме минимально необходимого в соответствии с 11.2.1, если выполняются условия:

$$T_{Ed} \leq \frac{V_{Ed} b_w}{4,5}, \quad (8.130)$$

$$V_{Ed} \cdot \left(1 + \frac{4,5 T_{Ed}}{V_{Ed} b_w} \right) \leq V_{Rd,ct}, \quad (8.131)$$

где b_w — минимальная ширина поперечного сечения стенки.

8.4 Проверки предельных состояний несущей способности при местном действии нагрузок

8.4.1 Проверка сопротивления железобетонных элементов при местном сжатии (смятии)

8.4.1.1 При расчете сопротивления бетонных и железобетонных элементов при местном действии сжимающих нагрузок, в качестве прочностной характеристики бетона следует принимать расчетную прочность бетона на смятие f_{cud} , которая зависит от расчетной прочности бетона на сжатие и растяжение, а также отношения площади смятия (площади, к которой приложена нагрузка) к площади распределения этой нагрузки.

8.4.1.2 Расчетную прочность бетона на сжатие при расчете элементов на местное сжатие (смятие) определяют, используя частный коэффициент по бетону $\gamma_c = 1,6$.

8.4.1.3 Сопротивление бетонного элемента, подвергнутого местному действию сжимающей нагрузки, проверяют из условия

$$N_{Ed} \leq \alpha_u f_{cud} A_{c0}, \quad (8.132)$$

где N_{Ed} — равнодействующая расчетных усилий, действующих на площадь смятия A_{c0} ;

f_{cud} — расчетная прочность бетона на смятие; определяют по формуле (8.134);

α_u — коэффициент, зависящий от распределения напряжений по площади смятия; определяют по формуле

$$\alpha_u = \frac{1}{4} \cdot \left(3 + \frac{\sigma_{u,\min}}{\sigma_{u,\max}} \right) \geq \frac{3}{4}, \quad (8.133)$$

здесь $\sigma_{u,\min}$, $\sigma_{u,\max}$ — соответственно минимальное и максимальное напряжения сжатия.

8.4.1.4 Расчетную прочность бетона на смятие f_{cud} определяют по формуле

$$f_{cud} = \omega_u f_{cd}, \quad (8.134)$$

где f_{cd} — расчетная прочность бетона на сжатие;

ω_u — коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при местном сжатии; определяют по формуле

$$\omega_u = 1 + k_c k_f \psi_c \leq \omega_{u,\max}, \quad (8.135)$$

здесь k_c — коэффициент эффективности бокового обжатия, создаваемого окружающим бетоном; принимают равным 12,5;

ψ_c — коэффициент, учитывающий относительный уровень бокового обжатия, создаваемого окружающим бетоном; определяют по формуле

$$\psi_c = \frac{f_{ctm}}{f_{cm}} \cdot \left(\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right) \geq 0,07 \cdot \left(\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right); \quad (8.136)$$

A_{c0} — площадь смятия (рисунок 8.24);

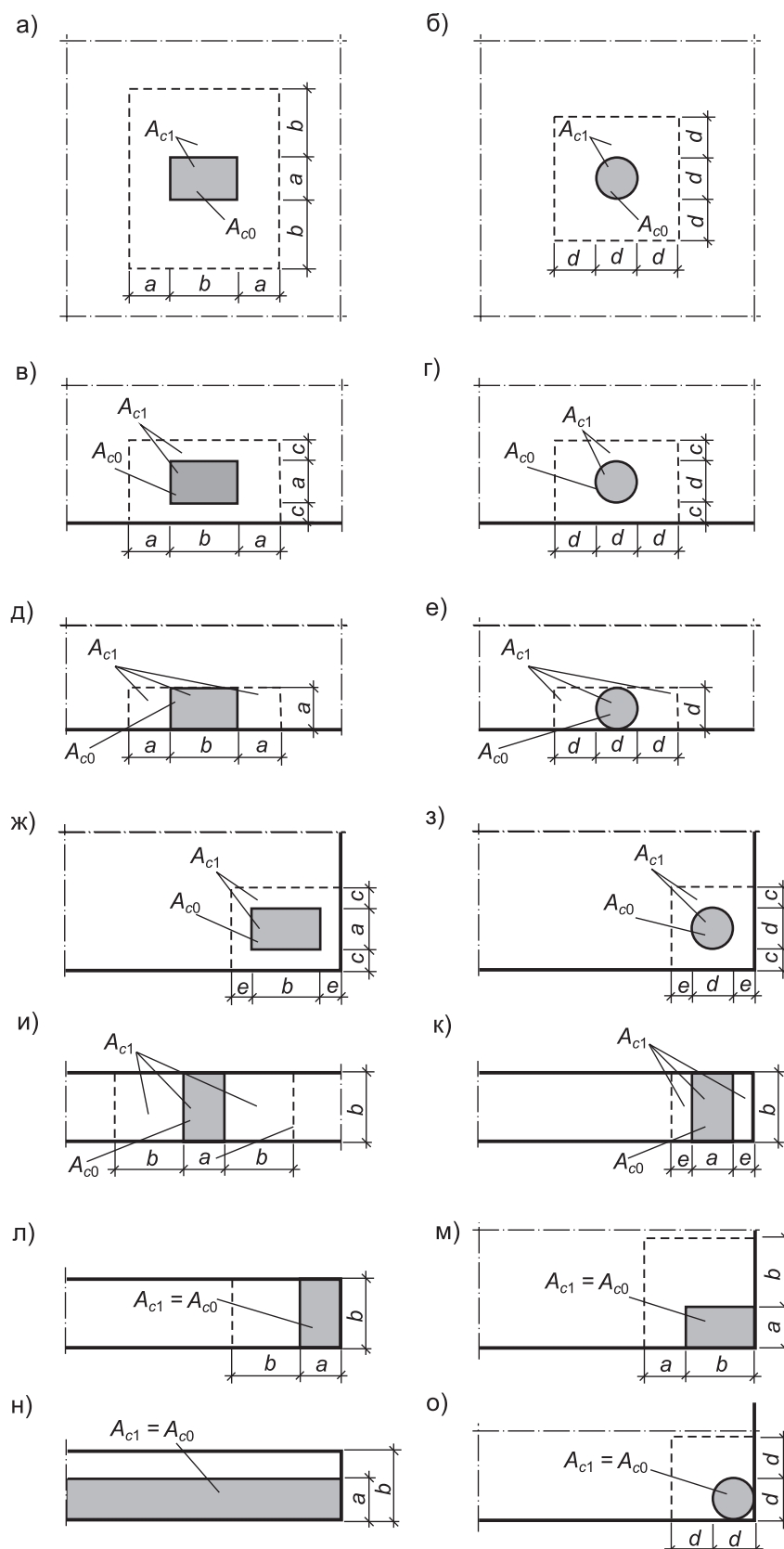
A_{c1} — площадь распределения (см. рисунок 8.24), симметричная относительно центра площади смятия;

k_f — коэффициент; принимают по таблице 8.4;

$\omega_{u,\max}$ — предельное значение коэффициента повышения прочности бетона на смятие; принимают по таблице 8.4.

Таблица 8.4 — Значения коэффициентов k_f и $\omega_{u,\max}$

Схемы согласно рисунку 8.24	k_f	$\omega_{u,\max}$
Схемы а), б)	1,0	3,0
Схема в)	$0,8 + 0,2c / b$	2,5
Схема г)	$0,8 + 0,2c / d$	2,5
Схемы д), е), ж), з)	0,8	2,5
Схема и)	$0,8 + 0,2 \cdot \frac{\min(c / b; e / a)}{\max(c / b; e / a)}$	2,5
Схема к)	$0,8 + 0,2 \cdot \frac{\min(c; e)}{\max(c; e)}$	2,5
Схемы л), м), н), о)	0,8	1,0



Примечание — На схемах ж), з), к) $c \leq b(d)$, $e \leq a(d)$.

Рисунок 8.24 — Схемы для определения площади распределения A_{c1}

При расположении в пределах площади смятия бетонов различной прочности в формулах (8.134) и (8.136) применяют усредненные по площади смятия значения расчетной прочности бетона на сжатие.

При расположении в пределах площади окружающего бетона (область внутри площади распределения за вычетом площади смятия) бетонов различной прочности в формуле (8.136) применяют усредненное по площади окружающего бетона значение средней прочности бетона на растяжение.

При действии на плоскость элемента более одной нагрузки местного действия определяют площади распределения для каждой из них отдельно согласно рисунку 8.24. Если в этом случае площади распределения накладываются, вводимые в расчет площади распределения следует ограничить таким образом, чтобы исключались взаимные наложения.

Если на элемент, подвергнутый местному действию сжимающей нагрузки, действуют другие нагрузки, вызывающие появление в бетоне растягивающих напряжений, элемент армируют поперечными сетками.

8.4.1.5 Проверку предельных состояний несущей способности при косвенном армировании элементов из бетона нормального веса сварными поперечными сетками, подвергнутых местному действию сжимающей нагрузки, производят из условия

$$N_{Ed} \leq \alpha_u f_{cud,eff} A_{c0}, \quad (8.137)$$

где N_{Ed} — равнодействующая расчетных усилий, действующих на площадь смятия A_{c0} ;

α_u — коэффициент, зависящий от распределения напряжений по площади смятия; определяют по формуле (8.133);

$f_{cud,eff}$ — приведенная расчетная прочность бетона на смятие; определяют в соответствии с 8.4.1.6.

8.4.1.6 Приведенную расчетную прочность бетона на смятие $f_{cud,eff}$ определяют по формуле

$$f_{cud,eff} = f_{cud} + 2,5 \rho_{xy} f_{yd} \varphi_s \leq 2 f_{cud}, \quad (8.138)$$

где f_{cud} — расчетная прочность бетона на смятие; определяют в соответствии с 8.4.1.4;

$\rho_{x,y}$ — коэффициент армирования; определяют по формуле

$$\rho_{x,y} = \frac{n_x A_{s,x} l_x + n_y A_{s,y} l_y}{A_{eff} s_n}, \quad (8.139)$$

здесь $n_x, A_{s,x}, l_x$ — соответственно количество стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки (считая в осях крайних стержней) в одном направлении;

$n_y, A_{s,y}, l_y$ — то же в другом направлении;

A_{eff} — площадь бетона, заключенного внутри контура сеток, считая по их крайним стержням, и расположенного в пределах площади распределения A_{c1} ;

s_n — расстояние между сетками;

φ_s — коэффициент, учитывающий влияние косвенного армирования в зоне местного сжатия; определяют по формуле

$$\varphi_s = \sqrt{\frac{A_{eff}}{A_{c0}}}. \quad (8.140)$$

Если контур площади смятия выходит за пределы контура сеток косвенного армирования, при определении площади смятия A_{c0} и площади распределения A_{c1} учитывают только площадь бетона внутри контура сеток. Для схем л), м), о) (см. рисунок 8.24) принимается $\varphi_s = 1,0$, при этом косвенное армирование учитывают в расчете при условии, что поперечные сетки установлены на площади не менее ограниченной пунктирными линиями; для схем а)–к) коэффициент φ_s определяют по формуле (8.140).

Площади сечения стержней сетки на единицу длины в одном и другом направлении не должны различаться более чем в 1,5 раза, а шаг стержней сетки не должен превышать 100 мм и 1/4 меньшей стороны сечения.

8.4.2 Проверка сопротивления железобетонных элементов при местном растяжении (отрыве)

Проверку предельных состояний несущей способности железобетонных элементов при действии нагрузки, приложенной к нижней грани или в пределах высоты сечения (рисунок 8.25), производят из условия

$$F_{Ed} \cdot \left(1 - \frac{d_s}{d}\right) \leq \sum (f_{ywd} A_{sw}), \quad (8.141)$$

где F_{Ed} — расчетное значение отрывающей силы;
 d_s — расстояние от уровня передачи отрывающей силы на элемент до центра тяжести сечения продольной арматуры;
 $\sum(f_{ywd}A_{sw})$ — сумма поперечных усилий, воспринимаемых хомутами, установленными дополнительно по длине зоны отрыва a , определяемой по формуле

$$a = 2d_s + b, \quad (8.142)$$

здесь b — ширина площадки передачи отрывающей силы.

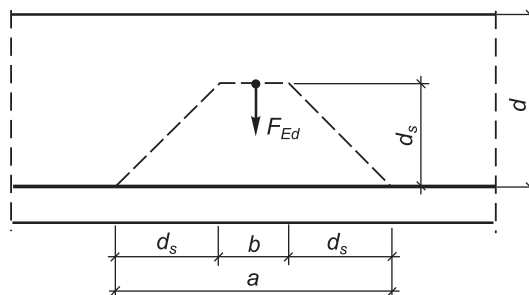


Рисунок 8.25 — Схема для расчета железобетонных элементов на отрыв

Значения d_s и b устанавливают в зависимости от характера и условий приложения отрывающей нагрузки на элемент (через консоли, примыкающие элементы и т. д.).

8.4.3 Проверка сопротивления железобетонных элементов при местном срезе (продавливании) по методу критического периметра

Общие положения

8.4.3.1 Местный срез (продавливание) является результатом действия сосредоточенных сил или реакций, приложенных к сравнительно малым площадкам приложения нагрузки.

8.4.3.2 Сопротивление местному срезу (продавливанию) согласно расчетной модели, показанной на рисунке 8.26, определяют вдоль основного контрольного периметра.



Рисунок 8.26 — Схема расчетной модели для определения прочности на местный срез (продавливание)

Площадь приложения нагрузки

8.4.3.3 Требования данного подраздела применяют для следующих типов площадей приложения нагрузки (где d — рабочая высота сечения плиты):

- круглых, диаметром не более $3,5d$;
- прямоугольных, с периметром не более $11d$ и отношением длины к ширине не более 2;
- других форм — при ограничении размеров аналогично указанному выше для стандартных форм.

8.4.3.4 Если требования 8.4.3.3 не выполняются, в основной контрольный периметр допускается включать угловые участки, ограничиваемые размерами a_1 и b_1 (рисунок 8.27).

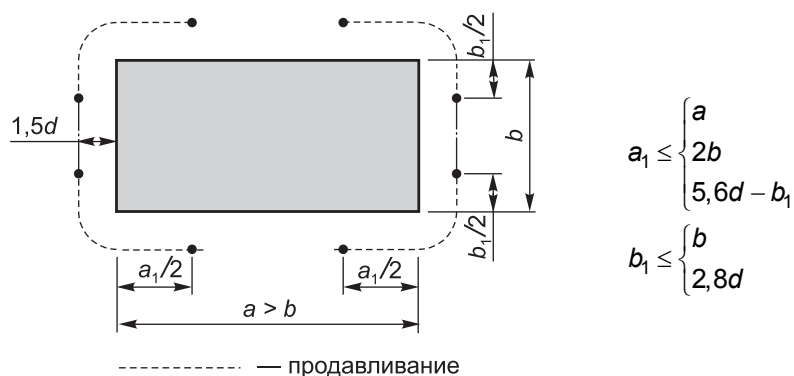


Рисунок 8.27 — Схема применения условий расчета на местный срез (продавливание) в нестандартных ситуациях

Основной контрольный периметр

8.4.3.5 Основной контрольный периметр для круглых и прямоугольных в плане площадей приложения нагрузки, расположенных на удалении от свободных краев плиты, следует определять как периметр минимальной длины, отстоящий на расстоянии $1,5d$ от их внешней грани (рисунок 8.28).

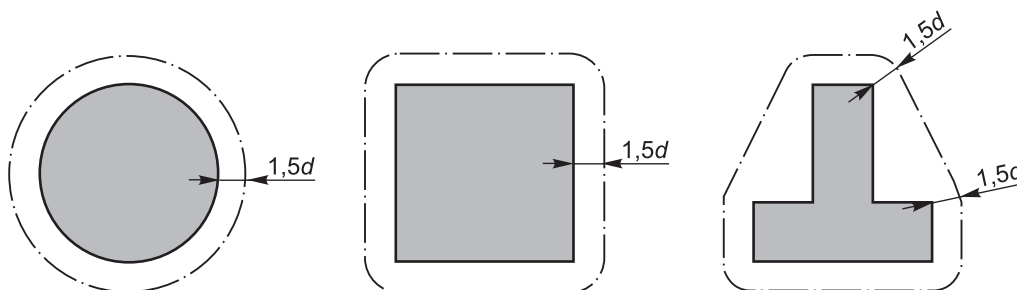


Рисунок 8.28 — Основной контрольный периметр для площадей приложения нагрузки, удаленных от свободных краев плиты и отверстий

Для площадей приложения нагрузки, расположенных в непосредственной близости от свободных краев и углов плит, отверстий, длину контрольного периметра следует определять в соответствии с рисунком 8.29, если получаемая длина менее определенной в соответствии с рисунком 8.28.

Контрольной площадью следует считать площадь, заключенную внутри основного контрольного периметра.

Контрольным сечением следует считать сечение, продолжающее основной контрольный периметр в пределах рабочей высоты сечения плиты d . Для плит, имеющих постоянную высоту, контрольное сечение рассматривают как перпендикуляр срединной плоскости плиты, для плит с переменной толщиной — как перпендикуляр к наиболее растянутой грани.

Положение контрольного сечения для плит переменной толщины (капителей колонн)

8.4.3.6 Для плит, опирающихся на круглые капители колонн, для которых $l_n < 1,5h_n$ или угол наклона капители более θ , расчет на продавливание выполняют для контрольного сечения, приведенного на рисунке 8.30.

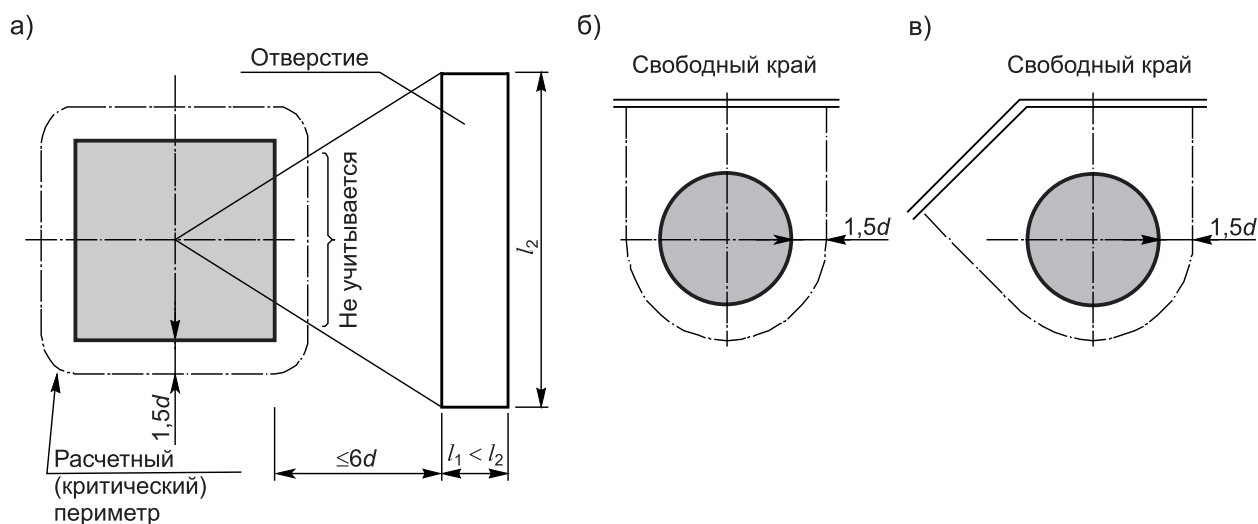


Рисунок 8.29 — Контрольный периметр для площадей приложения нагрузки, расположенных в непосредственной близости:

а — от отверстий;
б — от свободных краев плиты;
в — от свободных углов плиты

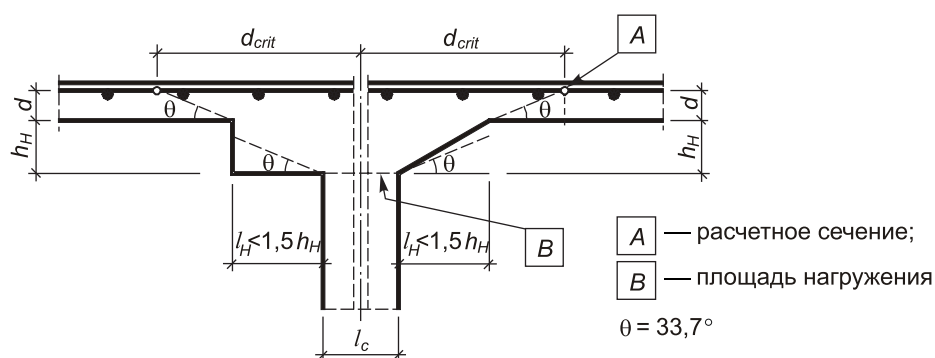


Рисунок 8.30 — Схема контрольного сечения для расчета на местный срез (продавливание) при $l_H < 1,5h_H$

Расстояние от центра колонны до контрольного сечения d_{crit} определяют по формуле

$$d_{crit} = 1,5d + l_H + 0,5l_c, \quad (8.143)$$

где l_H — расстояние от поверхности колонны до края капители;

l_c — диаметр круглой колонны.

Для прямоугольных колонн с прямоугольной капителью размерами l_1 и l_2 (где $l_1 = l_{c1} + 2l_H$, $l_1 \leq l_2$) принимают меньшее из двух значений d_{crit} , определяемых по формулам:

$$d_{crit} = 1,5d + 0,56 \cdot \sqrt{l_1 l_2}, \quad (8.144)$$

$$d_{crit} = 1,5d + 0,69l_1. \quad (8.145)$$

В случае когда $l_H < 1,5 \cdot (d + h_H)$ либо угол наклона капители менее θ (рисунок 8.31), расстояние от центра колонны до контрольного сечения определяют по формулам:

$$d_{crit,ex} = l_H + 1,5d + 0,5l_c, \quad (8.146)$$

$$d_{crit,in} = 1,5 \cdot (d + h_H) + 0,5l_c. \quad (8.147)$$

Для капителей при $1,5h_H < l_H < 1,5 \cdot (d + h_H)$ расстояние от центра колонны до контрольного сечения d_{crit} определяют по формуле

$$d_{crit} = 1,5l_H + 0,5l_c. \quad (8.148)$$

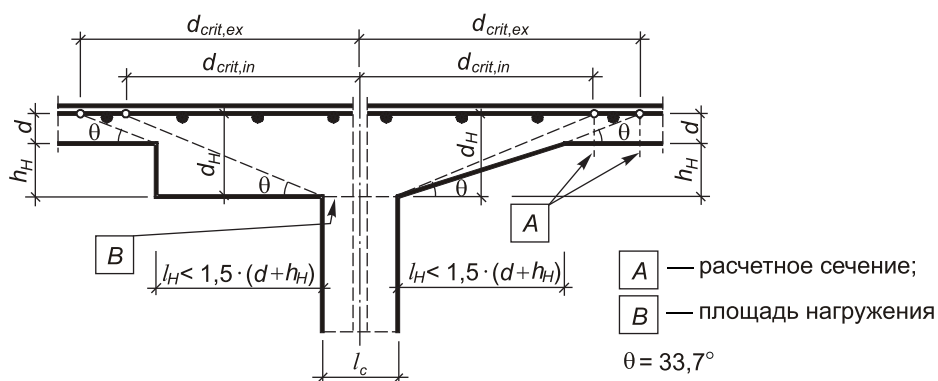


Рисунок 8.31 — Схема контрольного сечения для расчета на местный срез (продавливание) при $l_H < 1,5 \cdot (d + h_H)$

Расчетные условия

8.4.3.7 Проверку предельных состояний несущей способности при местном срезе (продавливании) плит или фундаментов выполняют при условии, что толщина элементов является достаточной для восприятия бетоном перерезывающей силы, вызванной нагрузкой местного действия. В противном случае (при недостаточной прочности бетона) выполняют устройство капителей и установку дополнительного армирования.

8.4.3.8 Погонную поперечную силу V_{Ed} , вызванную нагрузкой местного действия, определяют по формуле

$$V_{Ed} = \frac{\bar{\beta} V_{Ed}}{u}, \quad (8.149)$$

где V_{Ed} — результирующая поперечная сила, действующая по длине критического периметра;

u — длина основного контрольного периметра;

$\bar{\beta}$ — коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения нагрузки (при наличии только случайного эксцентриситета следует принимать $\bar{\beta} = 1,0$).

Значение коэффициента $\bar{\beta}$ для колонн принимают в соответствии с рисунком 8.32.

Сопротивление плиты без поперечного армирования местному срезу (продавливанию) на единицу длины периметра проверяют из условия

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] \cdot d, \quad (8.150)$$

но не менее $(v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \cdot d$,

где k — коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора; определяют по формуле

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, \quad (8.151)$$

но не более 2;

здесь d — рабочая высота сечения плиты, мм; определяют по формуле

$$d = 0,5 \cdot (d_x + d_y), \quad (8.152)$$

d_x, d_y — рабочая высота сечения плиты в направлениях x и y соответственно, определяемая в критическом сечении;

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \rho_{l,y}} \quad (8.153)$$

но не более 0,02,

здесь $\rho_{l,x}, \rho_{l,y}$ — коэффициенты продольного армирования в направлении осей x и y соответственно, рассчитанные для ширины плиты, равной ширине колонны плюс $3d$;

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{c,x} + \sigma_{c,y}}{2}, \quad (8.154)$$

здесь $\sigma_{c,x}$, $\sigma_{c,y}$ — нормальные напряжения в бетоне для расчетного сечения в направлении осей x и y соответственно; определяют по формулам:

$$\sigma_{c,x} = \frac{N_{d,x}}{A_{c,x}}, \quad (8.155)$$

$$\sigma_{c,y} = \frac{N_{d,y}}{A_{c,y}}, \quad (8.156)$$

$N_{d,x}$, $N_{d,y}$ — продольные усилия в направлении осей x и y соответственно в пролете между внутренними колоннами или продольные усилия в контрольном сечении для крайней колонны; могут быть вызваны действием нагрузок или предварительного напряжения;

$A_{c,x}$, $A_{c,y}$ — площадь бетона, соответствующая $N_{d,x}$, $N_{d,y}$;

A_c — площадь бетонного сечения, мм^2 ;

$$C_{Rd,c} = \frac{0,24}{\gamma_c}; \quad (8.157)$$

$v_{\min}$ — определяют по формуле (8.81);

$k_1 = 0,1$.

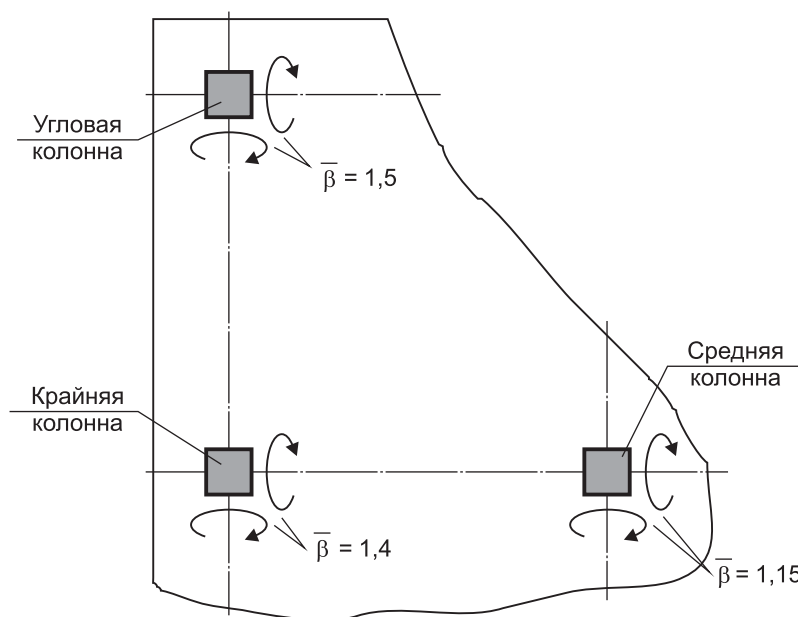


Рисунок 8.32 — Значения коэффициента $\bar{\beta}$

8.4.3.9 Площадь продольной арматуры в каждом из направлений устанавливают в количестве не менее 0,002 площади контрольного сечения соответствующего направления.

8.4.3.10 Если условие (8.150) не выполняется, рассчитанное согласно 8.4.3.11 и 8.4.3.12 поперечное армирование следует устанавливать в виде вертикальных хомутов или отогнутых стержней, установленных под углом α от 45° до 90° . При этом минимальная толщина армированной плиты должна составлять 200 мм.

Возможность установки поперечного армирования для обеспечения прочности плиты на местный срез (продавливание) проверяют из условия

$$V_{Ed} < 1,4V_{Rd,c}, \quad (8.158)$$

где V_{Ed} , $V_{Rd,c}$ — определяют в соответствии с 8.4.3.8.

Для плит с поперечным армированием выполняют проверку предельного состояния из условия раздавливания бетона сжатой зоны по периметру u_0 по формуле

$$v_{Ed0} = \frac{V_{Ed}}{u_0} \leq 0,5v f_{cd} d, \quad (8.159)$$

где V_{Ed} — расчетная поперечная сила;

v — определяют по формуле (8.83);

u_0 — расчетный периметр; принимают:

для средних колонн — равным периметру колонны;

для крайних колонн — $u_0 = c_x + 3d$, но не более $(c_x + 2c_y)$;

для угловых колонн — $u_0 = 3d$, но не более $(c_x + c_y)$,

здесь c_x, c_y — размеры сечения колонны (c_x относится к грани колонны, параллельной свободному краю плиты).

Сопротивление плиты с поперечным армированием местному срезу (продавливанию) проверяют из условий:

$$V_{Ed,i} < V_{Rd, syi},$$

$$V_{Ed,a} < V_{Rd, ca},$$

где $V_{Ed,i}$ — определяют по формуле (8.149) при длине периметра u_i ;

$V_{Ed,a}$ — определяют по формуле (8.149) при длине периметра u_a ;

$V_{Rd, syi}$ — определяют в соответствии с 8.4.3.11 и 8.4.3.12;

$V_{Rd, ca}$ — определяют в соответствии с 8.4.3.11.

8.4.3.11 При поперечном армировании вертикальными хомутами их размещают по длине периметров согласно рисунку 8.33. Сопротивление плиты местному срезу (продавливанию) на единицу длины периметра следует проверять для каждого из периметров $u_1, u_2, u_3 \dots u_i$ и u_a .

Для первого периметра, отстоящего на расстоянии $0,5d$ от грани колонны, сопротивление местному срезу (продавливанию) определяют по формуле

$$V_{Rd, sy} = V_{Rd, c} + \frac{A_{swi} f_{ywd}}{u_1}. \quad (8.160)$$

Для последующих периметров u_i , располагаемых с шагом $s_w \leq 0,75d$ (см. рисунок 8.33), сопротивление местному срезу (продавливанию) на единицу длины периметра определяют по формуле

$$V_{Rd, sy} = V_{Rd, c} + \frac{A_{swi} f_{ywd} d}{u_i s_w}. \quad (8.161)$$

В формулах (8.160) и (8.161):

$V_{Rd, c}$ — определяют из условия (8.150);

A_{swi} — площадь вертикальных хомутов, расположенных вдоль периметра u_i ;

f_{ywd} — расчетное сопротивление поперечной арматуры.

Для периметра u_a , находящегося на расстоянии $1,5d$ от крайнего периметра, по которому расположены вертикальные хомуты, сопротивление местному срезу (продавливанию) определяют по формуле

$$V_{Rd, ca} = 0,75v_{Rd, c}, \quad (8.162)$$

где $v_{Rd, c}$ — рассчитывают по формуле (8.150) при коэффициенте продольного армирования ρ_l , определенном для ширины плиты, соответствующей периметру u_a .

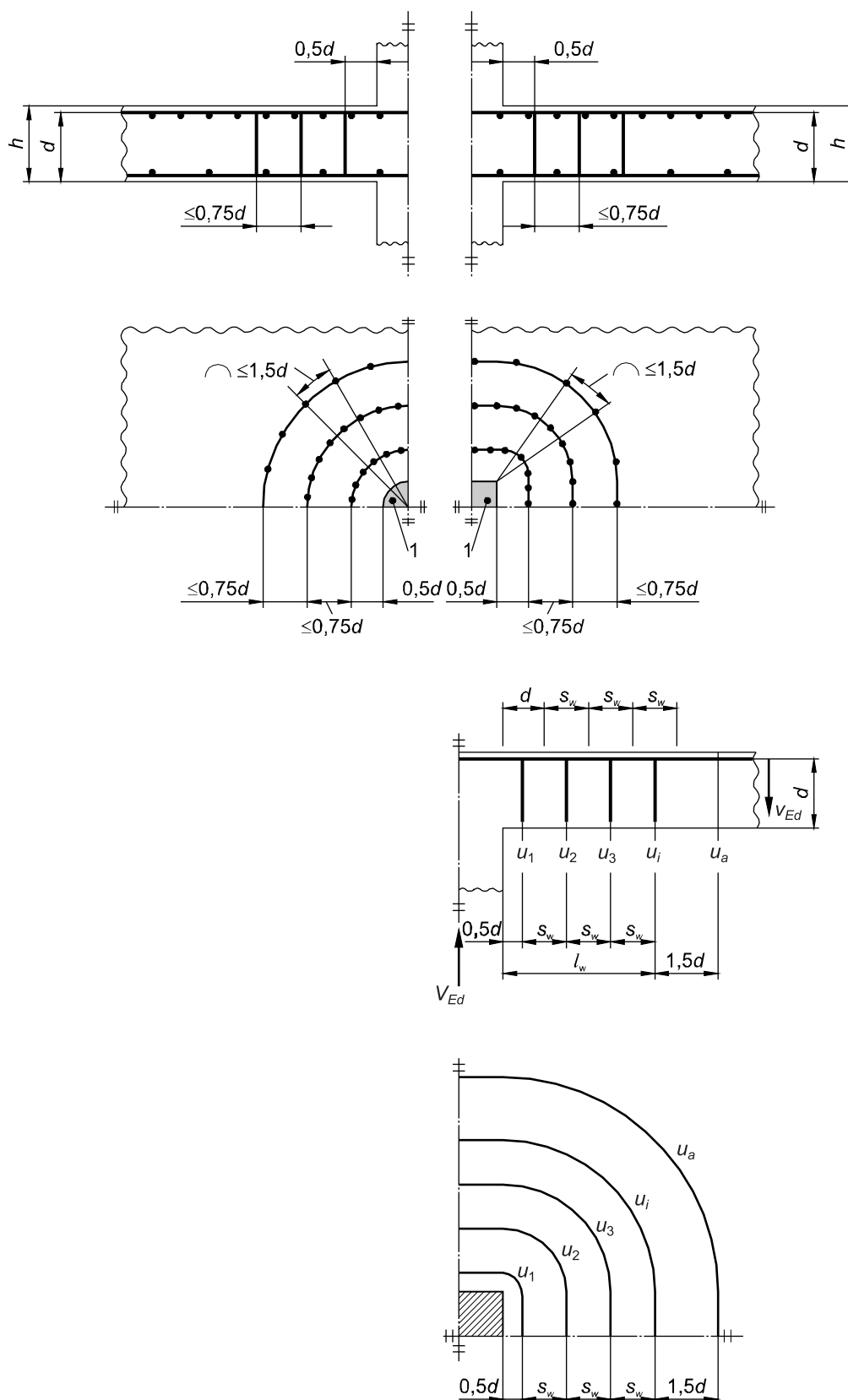
Поперечное армирование, устанавливаемое в зоне местного среза (продавливания) и удовлетворяющее условию, определяют по формуле

$$\rho_{swi} = \frac{A_{swi}}{s_w u_i} \geq \rho_{sw, min}, \quad (8.163)$$

где $\rho_{sw, min}$ определяют по формуле

$$\rho_{sw, min} = 0,16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}. \quad (8.164)$$

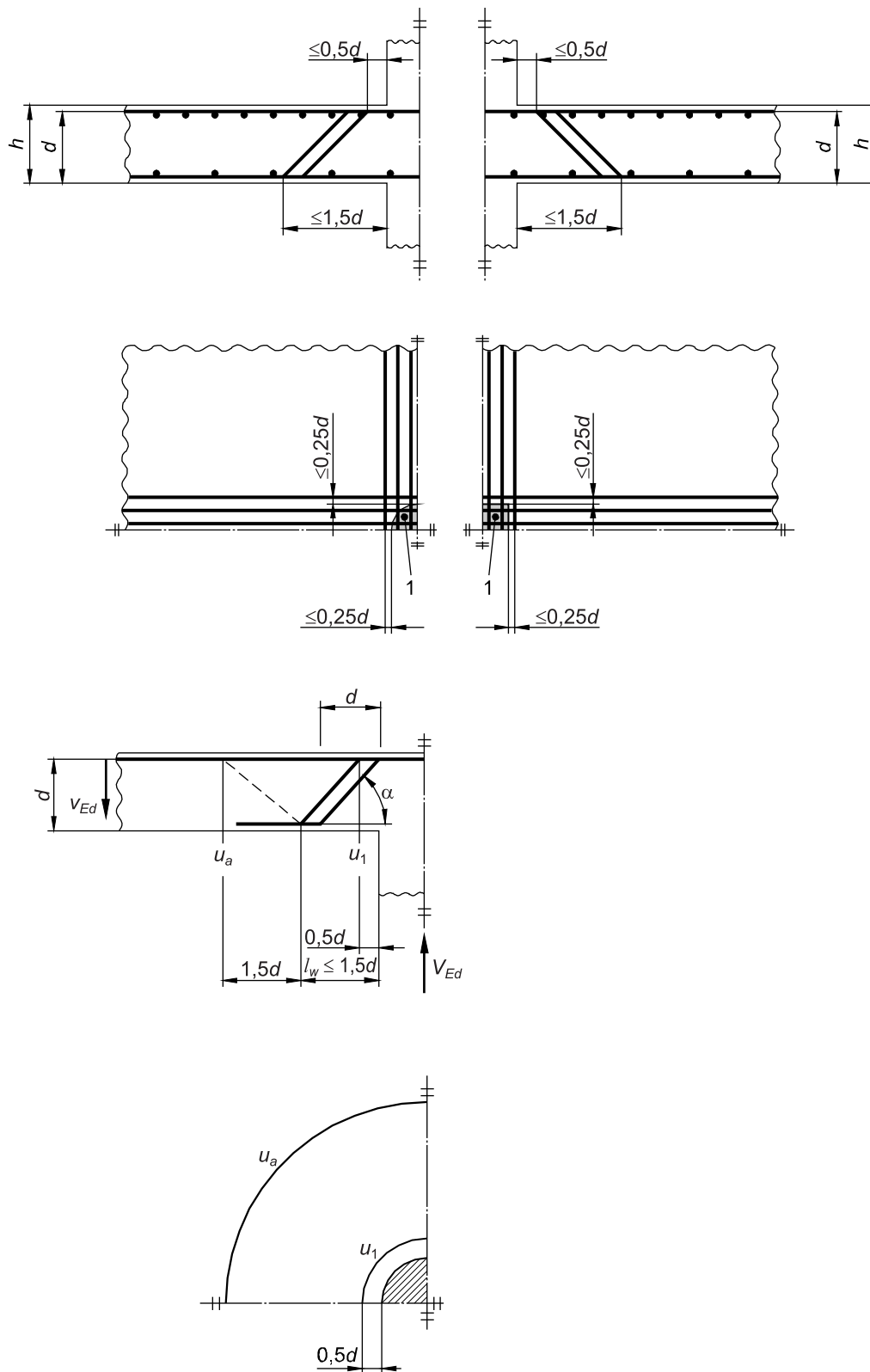
Вертикальные хомуты располагают в соответствии со схемой, приведенной на рисунке 8.33.



1 — площадь приложения нагрузки

Рисунок 8.33 — Схемы для расчета поперечного армирования вертикальными хомутами при местном срезе (продавливании)

8.4.3.12 Зона местного среза (продавливания) может быть усилена отогнутыми стержнями, установленными под углом α от 45° до 60° в соответствии со схемами, показанными на рисунке 8.34.



1 — площадь приложения нагрузки

Рисунок 8.34 — Схемы для расчета поперечного армирования отогнутыми стержнями при местном срезе (продавливании)

Наклонные (отогнутые) стержни устанавливают в зоне, размер которой от грани колонны не превышает $1,5d$. Требуемую площадь отогнутых стержней определяют для периметра, располагаемого на расстоянии $0,5d$ от грани колонны (см. рисунок 8.33), из условия

$$V_{Rd,sy} = V_{Rd,c} + \frac{1,3 \sum A_{s,inc} \sin \alpha f_{ywd}}{u_1}, \quad (8.165)$$

где $\sum A_{s,inc}$ — суммарная площадь сечения отогнутых стержней, пересекаемых потенциальной поверхностью разрушения.

При этом коэффициент армирования для отогнутых стержней, удовлетворяющий условию, определяют по формуле

$$\rho_{s,inc} = \frac{\sum A_{s,inc} \sin \alpha}{s_w u_1} \geq \rho_{sw,min}, \quad (8.166)$$

где $\rho_{sw,min}$ — определяют по формуле (8.164).

8.4.3.13 Кроме проверки сопротивления плиты местному срезу (продавливанию) выполняют проверку сопротивления плиты действию минимальных погонных изгибающих моментов $m_{Ed,x}$ и $m_{Ed,y}$ в направлениях осей x и y соответственно, значения которых определяют по формулам:

$$m_{Ed,x} = \eta V_{Ed}, \quad (8.167)$$

$$m_{Ed,y} = \eta V_{Ed}, \quad (8.168)$$

где V_{Ed} — расчетная поперечная сила;

η — коэффициент, определяющий значения моментов; принимают по таблице 8.5 в соответствии с обозначениями, приведенными на рисунке 8.35.

Данную проверку выполняют независимо от расчетов сечений плиты на восприятие усилий, полученных из ее статического расчета.

Таблица 8.5 — Значения коэффициента η в зависимости от расположения колонн

Колонны в зависимости от расположения	Значения коэффициента η					
	для $m_{Ed,x}$			для $m_{Ed,y}$		
	для верха плиты	для низа плиты	для расчетной ширины плиты	для верха плиты	для низа плиты	для расчетной ширины плиты
Внутренняя	−0,125	0	$0,3l_y$	−0,125	0	$0,3l_x$
Крайняя (грань плиты параллельна оси x)	−0,125	0	$0,15l_y$	−0,125	+0,125	На 1 м плиты
Крайняя (грань плиты параллельна оси y)	−0,125	+0,125	На 1 м плиты	−0,250	0	$0,15l_x$
Угловая	−0,500	+0,500	На 1 м плиты	+0,500	−0,500	На 1 м плиты

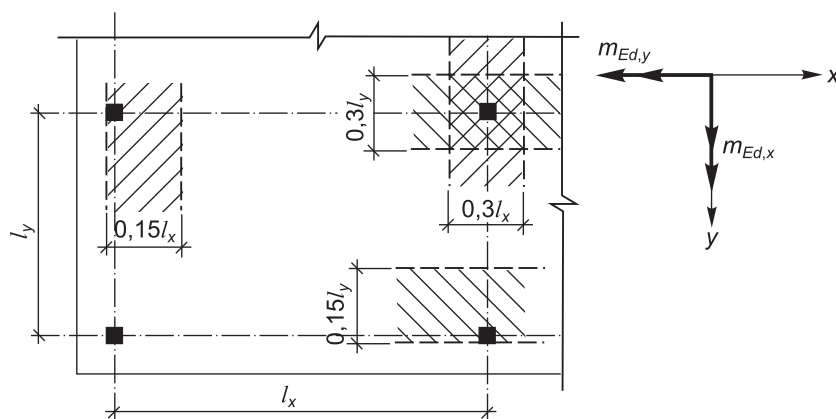


Рисунок 8.35 — Схема для определения ширины плиты, включаемой в работу в зависимости от расположения колонн

8.4.3.14 Сопротивление местному срезу (продавливанию) фундаментов колонн для контрольных периметров, расположенных в пределах $1,5d$ от края колонны, проверяют из условия

$$V_{Ed,red} \leq V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{1,5d}{a}, \quad (8.169)$$

но не менее

$$V_{min} \cdot \frac{1,5d}{a},$$

где a — расстояние от края колонны до рассматриваемого контрольного периметра, но не менее $0,5d$;

$C_{Rd,c}$ — определяют согласно 8.4.3.8;

V_{min} — определяют по формуле (8.81);

k — определяют согласно 8.4.3.8.

$$V_{Ed,red} = \frac{V_{Ed} - \Delta V_{Ed}}{ud}, \quad (8.170)$$

где V_{Ed} — приложенная расчетная поперечная сила;

ΔV_{Ed} — результирующее, направленное вверх усилие в пределах рассматриваемого контрольного периметра, т. е. направленное вверх давление грунта за вычетом собственного веса фундамента.

Для нагрузки, приложенной с эксцентриситетом, значение $V_{Ed,red}$ определяют по формуле

$$V_{Ed,red} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \cdot \left[1 + 1,8 \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,red} h_a} \right], \quad (8.171)$$

где h_a — размер контрольного периметра в плоскости изгиба.

8.4.4 Проверка сопротивления железобетонных элементов при местном срезе (продавливании) по методу критической наклонной трещины

Общие положения

8.4.4.1 Местный срез (продавливание) является результатом действия сосредоточенных сил или реакций, приложенных к сравнительно малым площадкам приложения нагрузки.

8.4.4.2 Проверку сопротивления местному срезу (продавливанию) выполняют, рассматривая следующие расчетные случаи:

1) если выполняется условие $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c}$ (где $\tau_{Rd,c}$ — расчетное значение сопротивления местному срезу, определяемое по формуле (8.175)), то поперечное армирование допускается не устанавливать;

2) если первое условие не выполняется, то устанавливают расчетное количество поперечной арматуры исходя из условия $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs}$ (где $\tau_{Rd,cs}$ — расчетное значение сопротивления местному срезу, определяемое по формуле (8.185));

3) если применяется поперечная арматура, расчетное значение сопротивления местному срезу в пределах контрольного периметра должно удовлетворять условию $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs} \leq \tau_{Rd,max}$ (где $\tau_{Rd,max}$ — максимальное значение сопротивления местному срезу, определяемое по формуле (8.190)).

В приведенных выше условиях (случаи 1–3) расчетное значение удельной перерезывающей силы τ_{Fd} определяют по формуле (8.172).

Эффективная высота среза

8.4.4.3 Эффективную высоту среза d_v принимают как расстояние от уровня площади приложения нагрузки до центра тяжести слоев продольной арматуры, принятой из расчета на восприятие изгибающего момента (рисунок 8.36).

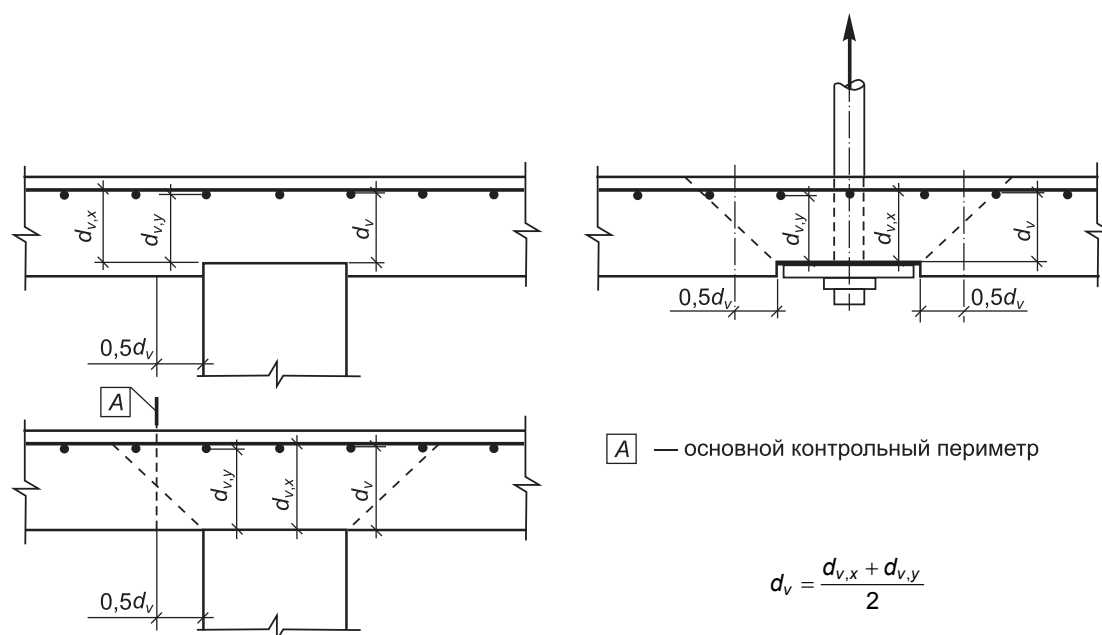


Рисунок 8.36 — Схемы для определения эффективной высоты сечения

Основной контрольный периметр

8.4.4.4 Сопротивление элементов местному срезу (продавливанию) согласно расчетным схемам, приведенным на рисунке 8.36, определяют вдоль основного контрольного периметра. Основной контрольный периметр для круглых и прямоугольных в плане площадей приложения нагрузки, расположенных на удалении от свободных краев плиты и отверстий, следует определять как периметр минимальной длины, отстоящий на расстояние $0,5d_v$ от их внешней грани (рисунок 8.37).

Для площадей приложения нагрузки, расположенных в непосредственной близости от свободных краев и углов плит, длину контрольного периметра следует определять в соответствии с рисунком 8.38, если получаемая длина менее определяемой в соответствии с рисунком 8.39.

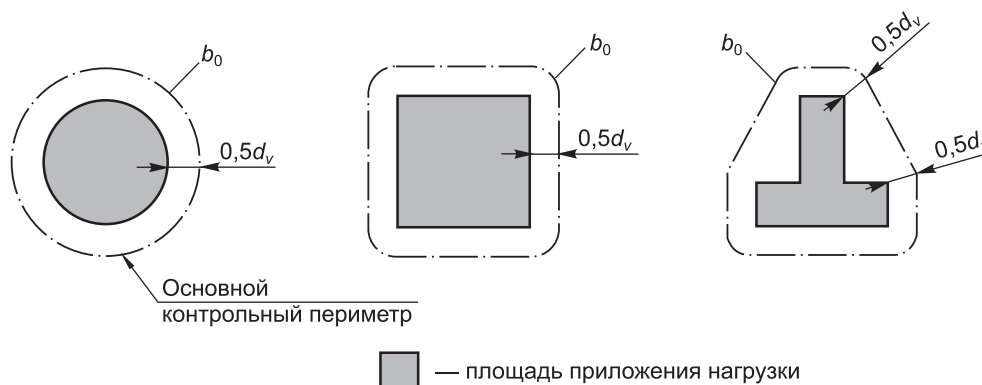


Рисунок 8.37 — Основной контрольный периметр для площадей приложения нагрузки, расположенных на удалении от свободных краев плиты и отверстий

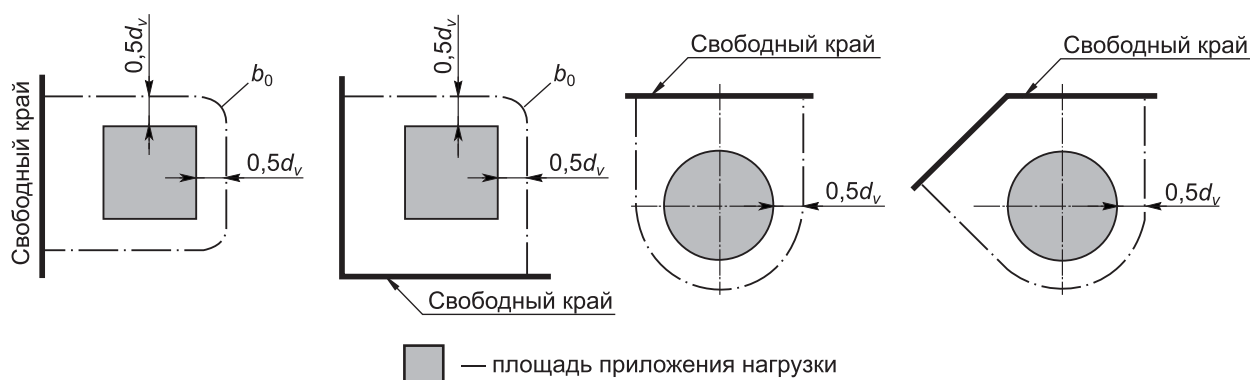


Рисунок 8.38 — Контрольный периметр для площадей приложения нагрузки, расположенных в непосредственной близости от свободных краев и углов плит

8.4.4.5 Эффект концентрации касательных напряжений (перерезывающих сил) в углах значительных по размерам площадей приложения нагрузки учитывают, принимая в расчет уменьшенную длину основного контрольного периметра, для которого длина прямых участков не превышает $3d_v$ с каждой стороны (см. рисунок 8.39).

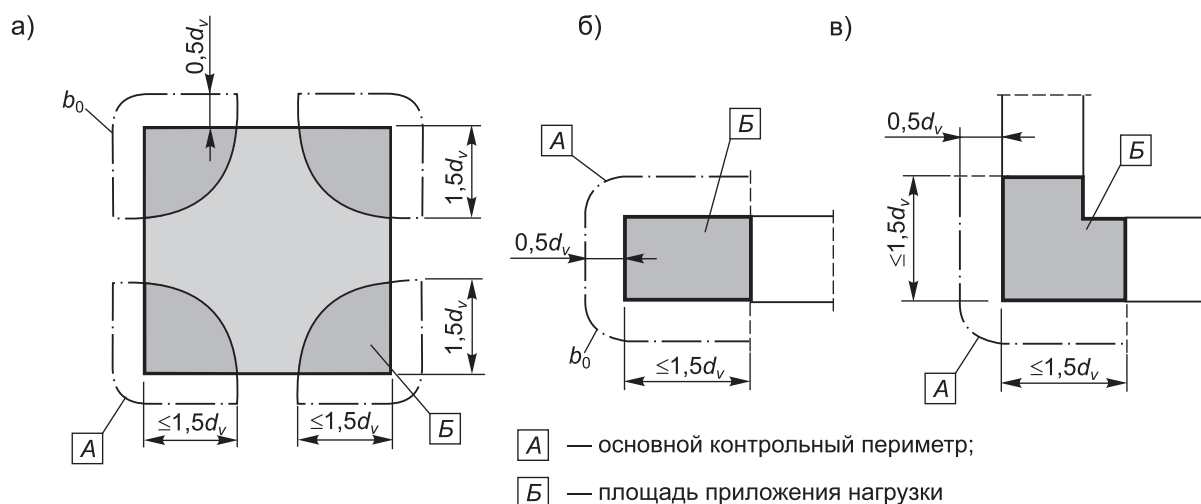


Рисунок 8.39 — Контрольный периметр для площадей приложения нагрузки в нестандартных ситуациях:
а — для колонн со значительными размерами в плане;
б — для протяженных стен;
в — для углов стен

8.4.4.6 Влияние отверстий и включений, располагаемых на расстоянии более $5d_v$ от основного контрольного периметра, допускается не учитывать. В противном случае длину основного контрольного периметра уменьшают согласно рисунку 8.40.

8.4.4.7 Контрольной площадью следует считать площадь, заключенную внутри основного контрольного периметра.

8.4.4.8 Контрольным сечением следует считать сечение, продолжающее основной контрольный периметр в пределах рабочей высоты плиты d . Для плит с постоянной высотой, контрольное сечение расположено перпендикулярно срединной плоскости плиты, для плит с переменной высотой — рассматривают как перпендикуляр к наиболее растянутой грани.

В случае если плита имеет переменную высоту, сопротивление дополнительно следует проверять по контрольным периметрам, удаленным непосредственно от площади приложения нагрузки, как это показано на рисунке 8.41, и принимать меньшее значение сопротивления местному срезу из определенных для этих периметров.

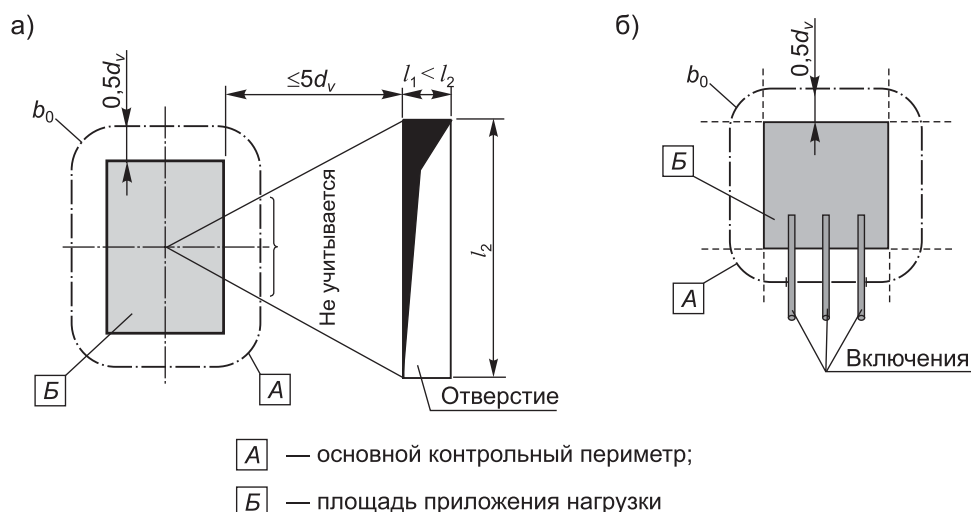


Рисунок 8.40 — Контрольный периметр для площадей приложения нагрузки, расположенных в непосредственной близости:
а — от отверстий;
б — от включений

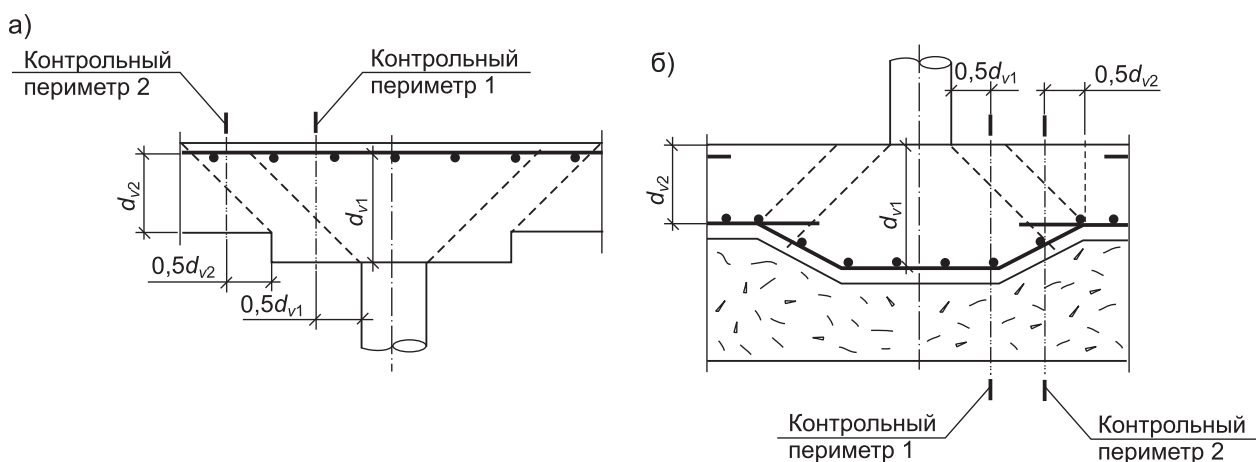


Рисунок 8.41 — Контрольный периметр для проверки сопротивления плит с переменной высотой:
а — перекрытия;
б — фундамента

Расчетные значения касательных напряжений

8.4.4.9 Проверку предельных состояний несущей способности при местном срезе (продавливании) плит или фундаментов выполняют исходя из условия, что толщина элементов является достаточной для восприятия бетоном перерезывающей силы, вызванной продавливающей нагрузкой местного действия. В противном случае (при недостаточном сопротивлении плиты) выполняют устройство капителей и (или) установку дополнительного поперечного армирования.

8.4.4.10 Расчетное значение касательных напряжений τ_{Ed} , Н/м, вызванных сосредоточенной нагрузкой местного действия, определяют по формуле

$$\tau_{Ed} = \frac{\beta_e V_{Ed}}{b_0 d_v}, \quad (8.172)$$

где V_{Ed} — результирующая поперечная сила, действующая по длине критического периметра (для фундаментов значение V_{Ed} определяют с учетом сопротивляющейся продавливанию нагрузки от давления грунта по площади, расположенной внутри основного контрольного периметра);
 b_0 — длина основного контрольного периметра;

d_v — эффективная высота сечения;

β_e — коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения нагрузки (при наличии только случайного эксцентриситета следует принимать $\beta_e = 1,0$).

8.4.4.11 В случае когда поперечная устойчивость каркаса не зависит от рамных усилий в плитах и колоннах, а длина соседних (смежных) пролетов отличается не более чем на 25 %, принимают следующие приблизительные значения коэффициента β_e :

- 1,15 — для внутренних колонн;
- 1,40 — для крайних колонн и концевых участков стен;
- 1,50 — для угловых колонн;
- 1,20 — для углов стен.

8.4.4.12 Если для внутренних колонн не выполняется условие 8.4.4.11, коэффициент β_e в общем случае вычисляют по формуле

$$\beta_e = 1 + 1,25 \cdot \frac{e_b}{b_b}, \quad (8.173)$$

где e_b — эксцентриситет результирующей поперечных сил относительно центра тяжести площади контрольного периметра, определяемой согласно рисунку 8.42;

b_b — эквивалентный диаметр контрольного периметра, равный диаметру круга, имеющего такую же площадь, как и площадь внутри контрольного периметра A_{b0} (см. рисунок 8.42); определяют по формуле

$$b_b = \sqrt{4A_{b0} / \pi}. \quad (8.174)$$

Формула (8.174) может быть использована для получения более точных решений и в случае, когда выполняется условие согласно 8.4.4.11.

8.4.4.13 В случае когда контрольный периметр пересекает напрягаемую арматуру, отогнутую в соответствии с принятой трассировкой, составляющую усилия обжатия следует учитывать в снижении значения результирующей перерезывающей силы V_{Ed} в соответствии с 8.2.3.7.

8.4.4.14 В случае когда значительные по величине сосредоточенные силы ($\geq 0,2V_{Ed}$) действуют на расстоянии не более $3d_v$ от площади приложения нагрузки или когда не выполняется условие 8.4.4.11, расчетные значения касательных напряжений τ_{Ed} (усредненные по высоте сечения) рассчитывают по основному критическому периметру с использованием методов линейно-упругого анализа. В случае концентрации поперечных сил их максимальные значения усредняют по ширине полосы, равной $2d_v$, в каждую сторону от пикового значения перерезывающей силы.

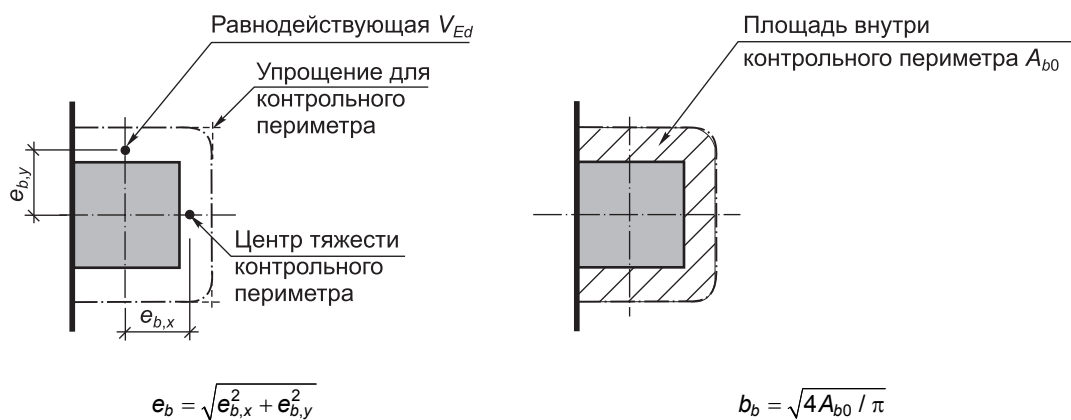


Рисунок 8.42 — Схемы для определения эксцентриситета e_b приложения равнодействующей перерезывающей силы V_{Ed} и эквивалентного диаметра контрольного периметра b_b

Сопротивление местному срезу (продавливанию) плитных элементов без поперечного армирования

8.4.4.15 Расчетное значение сопротивления местному срезу (продавливанию) плиты или фундамента без поперечного армирования определяют по формуле

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \rho_l f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{1/3} \leq \frac{0,6}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}}, \quad (8.175)$$

где k_{pb} — коэффициент, учитывающий градиент касательных напряжений; определяют по формуле

$$k_{pb} = \sqrt{5 \mu_p \cdot \frac{d_v}{b_0}} \leq 2,5, \quad (8.176)$$

здесь μ_p — коэффициент, учитывающий градиент перерезывающей силы и изгибающие моменты в области контрольного периметра; принимают равным:

- 8 — для внутренних колонн;
- 4 — для крайних колонн и концевых участков стен;
- 2 — для угловых колонн и углов стен;

для случаев, когда отверстия или включения оказывают влияние на закругленные секторы контрольного периметра, $\mu_p = \alpha_p / 45^\circ$ (α_p определяют как сумму углов на закругленных секторах в соответствии с рисунком 8.43);

ρ_l — коэффициент продольного армирования; определяют по формуле (8.153):

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \rho_{l,y}},$$

здесь $\rho_{l,x}$, $\rho_{l,y}$ — коэффициенты продольного армирования в направлении осей x и y соответственно, рассчитанные как средние значения для ширины b_s согласно рисунку 8.44;

d_{dg} — размерный параметр, описывающий шероховатость зоны разрушения с учетом вида и свойств крупного заполнителя; определяют по формулам:

для бетона при $f_{ck} \leq 60$ МПа

$$d_{dg} = 16 + D_{lower} \leq 40 \text{ мм}; \quad (8.177)$$

для бетона при $f_{ck} > 60$ МПа

$$d_{dg} = 16 + D_{lower} \cdot \left(\frac{60}{f_{ck}} \right)^2 \leq 40 \text{ мм}, \quad (8.178)$$

здесь D_{lower} — максимальная крупность заполнителя, мм.

Для конструкций из легких бетонов $d_{dg} = 16$ мм.

8.4.4.16 Если расстояние между центром тяжести площади приложения нагрузки местного действия и линией перегиба a_p (нулевой линией) менее $8d_v$, значение d_v в формуле (8.175) следует заменить на a_{pd} , которое определяют по формуле

$$a_{pd} = \sqrt{\frac{a_p}{8} \cdot d_v}, \quad (8.179)$$

где a_p — определяют по формуле

$$a_p = \sqrt{a_{p,x} a_{p,y}} \geq d_v, \quad (8.180)$$

здесь $a_{p,x}$, $a_{p,y}$ — максимальные расстояния от центра тяжести контрольного периметра до двух сечений в направлении осей x и y соответственно, в которых изгибающие моменты $m_{Ed,x}$ и $m_{Ed,y}$ равны нулю. Расстояния $a_{p,x}$ и $a_{p,y}$ могут быть рассчитаны

с применением модели линейно-упругого анализа (без учета трещинообразования). Локальную систему координат (x , y) располагают в центре площади приложения локальной нагрузки; направление осей совпадает с направлением продольного армирования (главными направлениями в случае, когда слои армирования не являются ортогональными).

Для конструктивных систем с регулярными плоскими плитами, в которых поперечная устойчивость не зависит от эффекта рамы, создаваемого при объединении колонн и плиты в узловых соединениях, и при этом пролеты плиты удовлетворяют отношению $0,5 \leq L_x / L_y \leq 2,0$, принимают $a_{p,x} \approx 0,22L_x$ и $a_{p,y} \approx 0,22L_y$ в направлении осей x и y соответственно. Для неразрезных плит, имеющих разные длины пролетов, в расчете используют наибольшую длину пролета, примыкающего к рассматриваемой колонне. Для угловых колонн и крайних колонн по направлению перпендикулярно краю плиты значение a_p может быть получено с учетом пролетов в обоих направлениях.

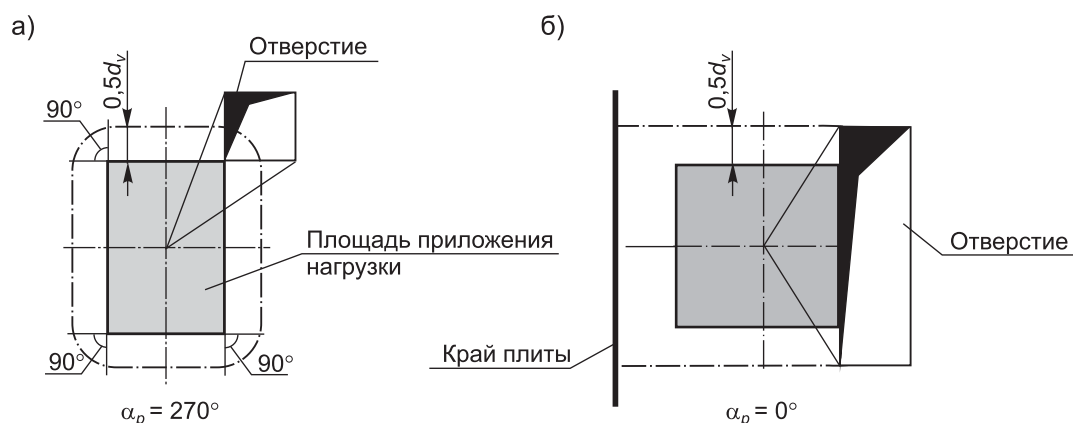


Рисунок 8.43 — Схемы для определения суммарного угла α_p для отверстий, расположенных:
а — в зоне внутренней колонны;
б — в зоне крайней колонны

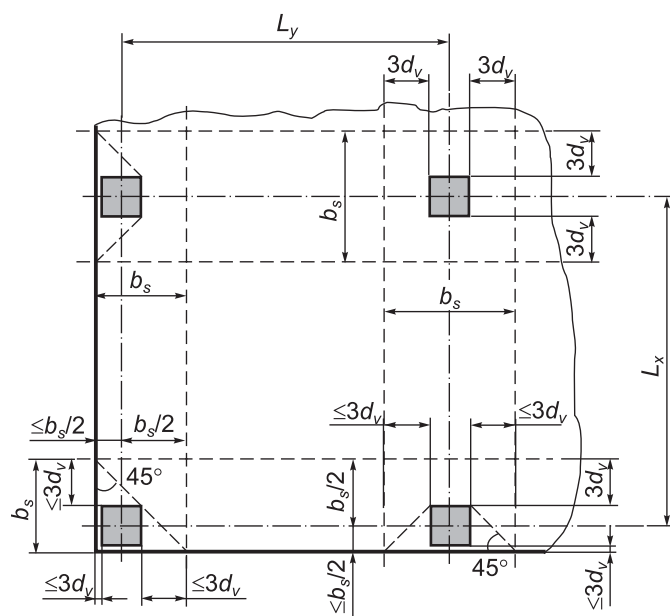


Рисунок 8.44 — Схема для определения ширины опорной полосы b_s

8.4.4.17 Для плит, подверженных действию продольных сил, значение коэффициента k_{pb} в формуле (8.175) умножают на поправочный коэффициент k_{pp} , определяемый по формулам:

— для сжимающего усилия $\sigma_d < 0$ (например, преднапряжение)

$$k_{pp} = \sqrt{1 - 1,2 \cdot \frac{b_0}{\mu_p d_v} \cdot \frac{\sigma_d}{\sqrt{f_{ck}}}}; \quad (8.181)$$

— для растягивающего усилия $\sigma_d > 0$

$$k_{pp} = \sqrt{1 + 1,2 \cdot \frac{b_0}{\mu_p d_v} \cdot \frac{\sigma_d}{\sqrt{f_{ck}}}}; \quad (8.182)$$

где σ_d — среднее значение нормального напряжения на ширине b_s согласно рисунку 8.44.

В случае если в направлении осей x и y действуют различные напряжения $\sigma_{d,x}$ и $\sigma_{d,y}$, среднее значение коэффициента k_{pp} определяют по формуле

$$k_{pp} = \sqrt{k_{pp,x} k_{pp,y}}, \quad (8.183)$$

где $k_{pp,x}$ и $k_{pp,y}$ — определяют для соответствующих направлений по формулам (8.181) и (8.182).

8.4.4.18 Для предварительно напряженных плит с напрягаемой арматурой, имеющей сцепление с бетоном, эффективную высоту плиты d_v и коэффициент армирования ρ_l в формуле (8.175) следует определять по 8.4.4.15 для обоих направлений осей и усреднять значения d_v (см. рисунок 8.36) и ρ_l (см. 8.4.4.15).

В случае возникновения мембранного сжимающего воздействия вокруг внутренних колонн без отверстий, значение a_p в формуле (8.179) умножают на коэффициент k_{pm} , рассчитываемый по формуле

$$k_{pm} = 100 \rho_l \cdot \left(\gamma_c \cdot \frac{f_{yd}}{100 \cdot \sqrt{f_{ck}}} \right)^{3/2} \leq 1,0. \quad (8.184)$$

Сопротивление местному срезу (продавливанию) плитных элементов с поперечным армированием

8.4.4.19 В случае когда поперечную арматуру устанавливают по расчету, сопротивление местному срезу (продавливанию) определяют по формуле

$$\tau_{Rd,cs} = \eta_c \tau_{Rd,c} + \eta_s \rho_{sw} f_{ywd} \geq \rho_{sw} f_{ywd}, \quad (8.185)$$

где

$$\eta_c = \tau_{Rd,c} / \tau_{Ed}; \quad (8.186)$$

$$\eta_s = \left(15 \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right) \cdot \left(\frac{1}{\eta_c k_{pb}} \right)^{3/2} \leq 0,8; \quad (8.187)$$

ρ_{sw} — коэффициент поперечного армирования; определяют по формуле

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{s_r s_t}, \quad (8.188)$$

здесь A_{sw} — площадь сечения одиночного поперечного стержня;

s_r — расстояние между стержнями поперечной арматуры в радиальном направлении ($s_r = s_t$, рисунок 8.45); для равномерно распределенных стержней, удовлетворяющих требованиям 8.4.4.23–8.4.4.25, значение ρ_{sw} может быть определено непосредственно на основе расстояний в обоих направлениях осей;

s_t — среднее тангенциальное расстояние периметров поперечной арматуры, измеренное на контрольном периметре (длина контрольного периметра, деленная на число пересеченных рядов для случая с поперечной арматурой, располагаемой крестообразно или при радиальной конфигурации).

В общем случае коэффициент поперечного армирования, устанавливаемого в зоне местного среза (продавливания), $\rho_{sw,i}$ определяют по формуле

$$\rho_{sw,i} = \frac{A_{sw,i}}{s_r b_{0i}} \geq \rho_{sw,min}, \quad (8.189)$$

где $A_{sw,i}$ — площадь вертикальных хомутов, распределенных вдоль периметра b_{0i} ;

s_r — шаг поперечных стержней в радиальном направлении; $s_r \leq d$.

Значение коэффициента η_s допускается увеличивать на 0,10 (но не более 0,8) для стержней периодического профиля, применяемых в качестве поперечной арматуры.

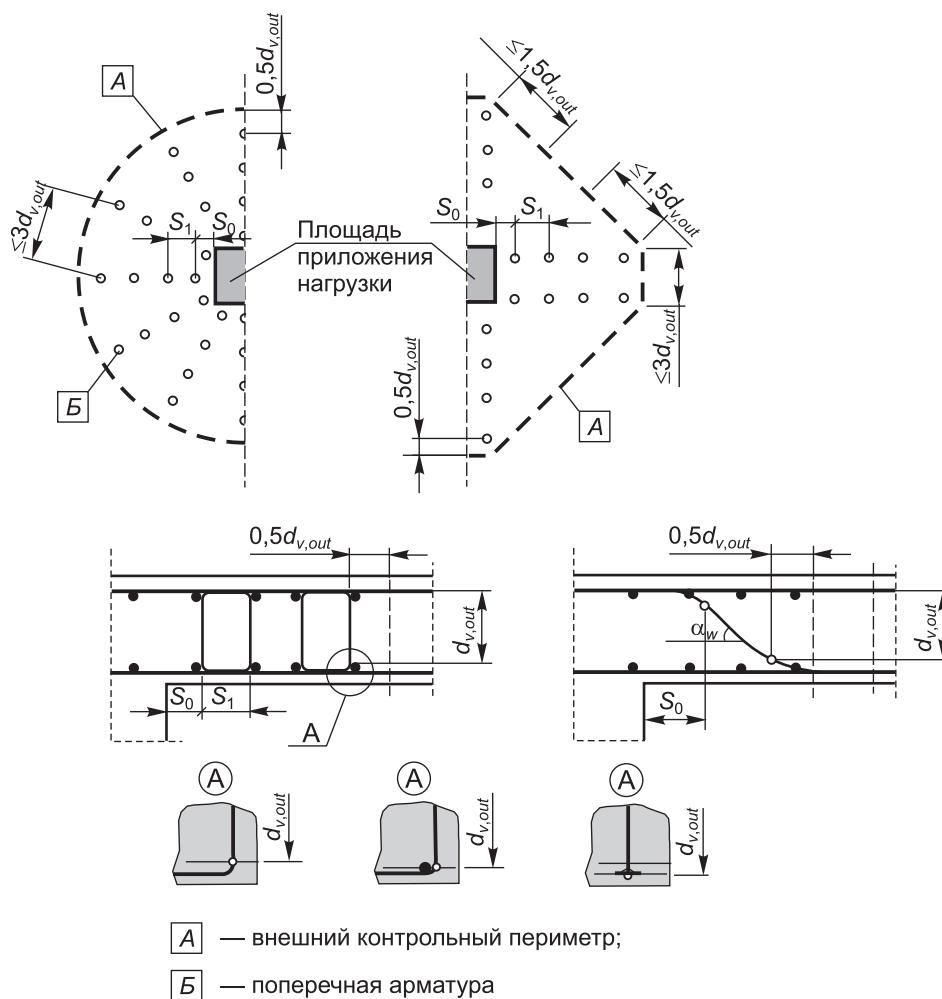


Рисунок 8.45 — Схемы положения внешнего контрольного периметра в области с поперечным армированием и определения его эффективной высоты

8.4.4.20 Если в зоне местного среза применяется отогнутая арматура, коэффициент поперечного армирования ρ_{sw} в формуле (8.185) следует умножать на коэффициент $(\sin \alpha_w + \cos \alpha_w)$, а коэффициент η_s , рассчитанный по формуле (8.187), — на коэффициент $[(\sin \alpha_w + \cos \alpha_w) \cdot \sin \alpha_w]$, с учетом, что $\eta_s \leq 0,8$.

8.4.4.21 Для элементов с поперечным армированием сопротивление местному срезу ограничивают максимальным напряжением $\tau_{Rd,max}$, определяемым по формуле

$$\tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \tau_{Rd,c}, \quad (8.190)$$

где η_{sys} — коэффициент, зависящий от системы поперечного армирования; при отсутствии данных, согласно 8.4.4.23–8.4.4.25, принимают равным:

1,5 — для хомутов;

1,8 — для шпилек с высаженными головками;

в случае когда в качестве поперечной арматуры используют изделия заводского изготовления, коэффициент η_{sys} принимают в соответствии с результатами испытаний, полученными по соответствующим стандартам.

8.4.4.22 Контрольный периметр b_{0out} , для которого поперечная арматура не требуется по расчету определяют по формуле

$$b_{0out} = b_0 \cdot \left(\frac{d_v}{d_{v,out}} \cdot \frac{1}{\eta_c} \right)^2, \quad (8.191)$$

где $d_{v,out}$ — эффективная высота местного среза для внешнего периметра (см. рисунок 8.45).

Наиболее удаленный (внешний) контрольный периметр поперечной арматуры располагают на расстоянии не более $0,5d_v$ от контрольного периметра b_{0out} , в котором установка поперечной арматуры не требуется.

8.4.4.23 Для повышения сопротивления местному срезу (продавливанию) применяют следующие виды поперечной арматуры (рисунок 8.46): хомуты, шпильки с высаженными головками при $\phi_{head} \geq 3\phi_{bar}$; отогнутые стержни.

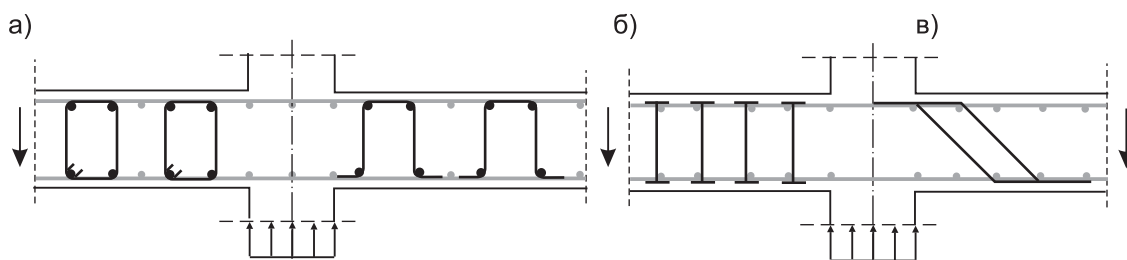
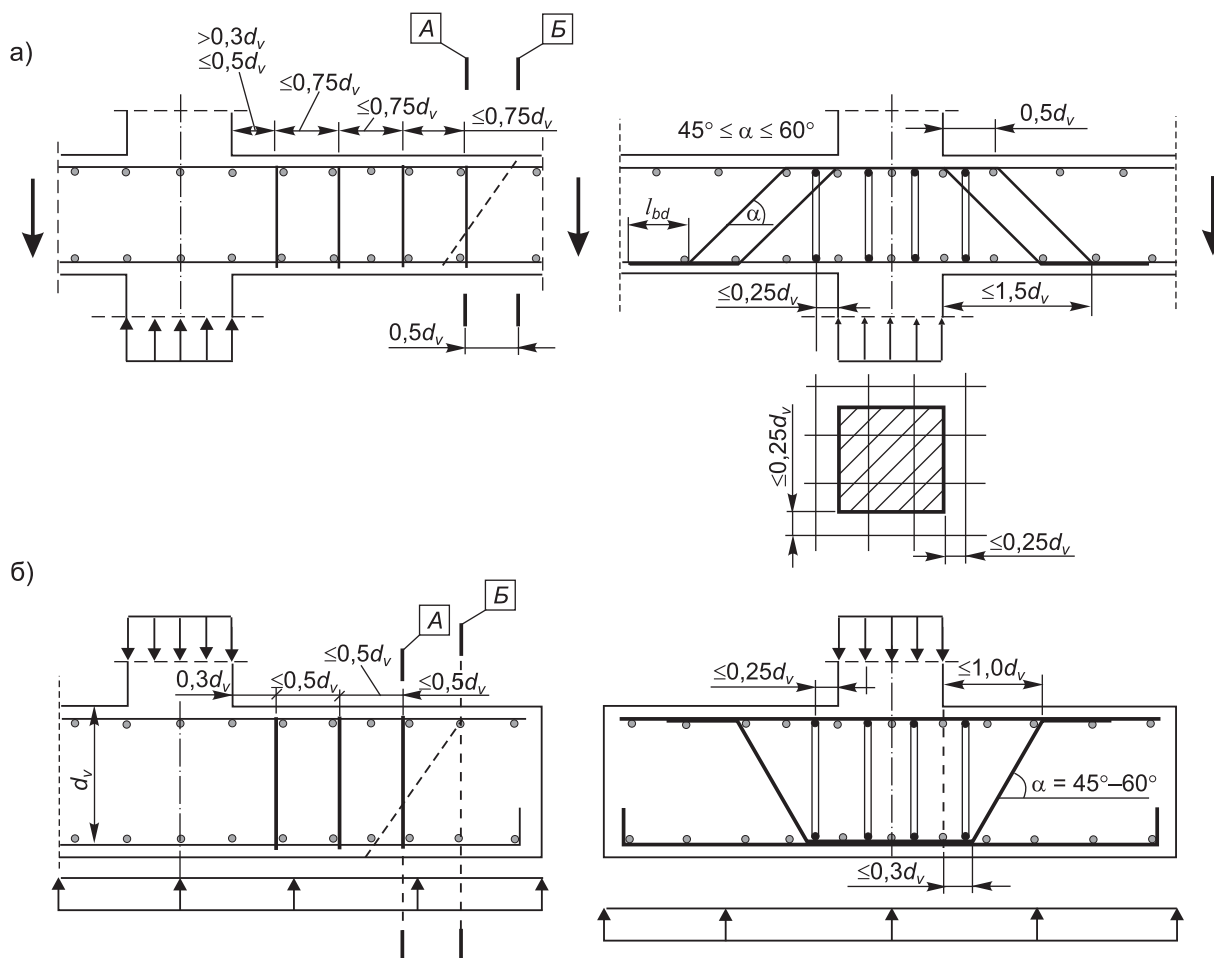


Рисунок 8.46 — Виды поперечной арматуры, устанавливаемой в зоне местного среза (продавливания):
а — хомуты;
б — шпильки с высаженными головками;
в — отогнутые стержни

8.4.4.24 Поперечную арматуру размещают внутри области, заключенной между гранями площади приложения нагрузки местного действия (или колонны) и внешним контрольным периметром b_{0out} , в котором установка поперечной арматуры не требуется. При этом последний периметр поперечного армирования размещают на расстоянии $0,5d_{v,out}$ от внешнего контрольного периметра b_{0out} , в котором не требуется установка поперечной арматуры (см. рисунок 8.45). Если в качестве поперечного армирования используют хомуты или шпильки с высаженными головками, поперечную арматуру размещают вдоль как минимум двух периметров (рисунок 8.47). Расстояние между периметрами не должно превышать $0,75d_v$. Для отогнутых стержней, заанкеренных, как показано на рисунке 8.46, может быть достаточным размещение поперечной арматуры вдоль одного периметра поперечного армирования. Расстояния между поперечными стержнями (шаг поперечных стержней) в радиальном и тангенциальном направлениях должны удовлетворять рисункам 8.47 и 8.48.

Расстояние между стержнями вдоль периметра (в тангенциальном направлении), расположенного на расстоянии $2d$ от грани опоры или площади приложения нагрузки местного действия, не должно превышать $1,5d_v$ и $2d_v$ для периметров, расположенных вне этого периметра (см. рисунок 8.48).



- А** — внешний контрольный периметр, вдоль которого установлена поперечная арматура;
- Б** — первый (внешний) контрольный периметр, в котором не требуется установка поперечной арматуры

Рисунок 8.47 — Схемы размещения поперечной арматуры в радиальном направлении:
а — в плоских плитах;
б — в фундаментах

8.4.4.25 Площадь поперечной арматуры должна удовлетворять минимальному значению $A_{s,min}$, определяемому из условия

$$A_{s,min} \cdot (1,5 \sin \alpha + \cos \alpha) / (s_r s_t) \geq 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}, \quad (8.192)$$

где α — угол между осями поперечного стержня и продольной арматуры (для вертикальных стержней — $\alpha = 90^\circ$, $\sin \alpha = 1$);

s_r — шаг поперечных стержней в радиальном направлении;

s_t — шаг поперечных стержней в тангенциальном направлении.

Максимальный диаметр поперечной арматуры не должен превышать:

$0,05d$ — для хомутов;

$0,08d$ — для отогнутых стержней и шпилек с высаженными головками.

Отогнутые стержни, проходящие через площадь приложения нагрузки местного действия или находящиеся на расстоянии не более $0,25d_v$ от грани этой площади, могут учитываться как поперечная арматура (см. рисунок 8.47 а)).

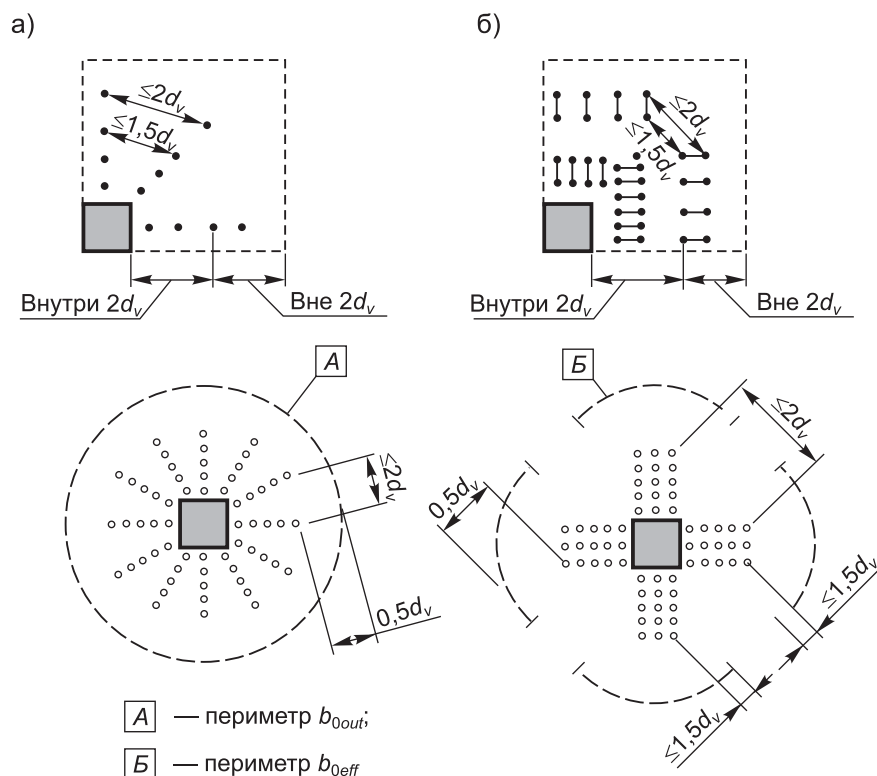


Рисунок 8.48 — Схемы размещения поперечной арматуры в тангенциальном направлении:
а — радиальное расположение;
б — ортогональное расположение

8.5 Проверка сопротивления конструкций, подверженных воздействию многократно повторяющихся нагрузок

8.5.1 Влияние многократно повторяющихся нагрузок, которые могут вызвать усталостное разрушение конструкции, учитывают в расчетах, если они повторяются не реже чем $5 \cdot 10^5$ —кратно в предусмотренном интервале эксплуатации конструкции.

8.5.2 В случае воздействия на конструкции многократно повторяющихся нагрузок не следует применять бетонные и сборно-монолитные конструкции.

8.5.3 При воздействии многократно повторяющихся нагрузок конструкции должны удовлетворять требованиям предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности при статическом анализе конструкций.

8.5.4 Для армирования конструкций, подверженных воздействию многократно повторяющихся нагрузок, рекомендуется использовать арматуру согласно таблицам 8.6 и 8.7.

Таблица 8.6 — Значение коэффициента условий работы арматуры γ_{sR}

Арматура	Значение коэффициента условий работы арматуры γ_{sR} при многократно повторяющейся нагрузке и коэффициенте асимметрии цикла K_{sR}								
	–1,0	–0,2	0	0,2	0,4	0,7	0,8	0,9	1,0
Класса S500	0,31	0,36	0,40	0,45	0,55	0,81	0,91	0,95	1,00
Напрягаемая канатная по СТБ EN 10138-3	—	—	—	—	—	0,68	0,84	1,00	1,00

Окончание таблицы 8.6

Примечание — Обозначения, принятые в таблице:

$$K_{sR} = \frac{\sigma_{s,min}}{\sigma_{s,max}},$$

где $\sigma_{s,min}$, $\sigma_{s,max}$ — соответственно наименьшее и наибольшее напряжения в арматуре в пределах цикла изменения нагрузки.

При расчете изгибаемых элементов из бетона нормального веса с ненапрягаемой арматурой для продольной арматуры K_{sR} принимают:

— при $0 \leq \frac{M_{min}}{M_{max}} \leq 0,20$ $K_{sR} = 0,30$;

— при $0,20 \leq \frac{M_{min}}{M_{max}} \leq 0,75$ $K_{sR} = 0,15 + 0,8 \cdot \frac{M_{min}}{M_{max}}$;

— при $\frac{M_{min}}{M_{max}} > 0,75$ $K_{sR} = \frac{M_{min}}{M_{max}}$,

где M_{min} , M_{max} — соответственно наименьший и наибольший изгибающие моменты в расчетном сечении элемента в пределах цикла изменения нагрузки.

Таблица 8.7 — Значение коэффициента условий работы арматуры γ_{sRs}

Класс арматуры	Группа сварных соединений	Значение коэффициента условий работы арматуры γ_{sRs} при многократно повторяющейся нагрузке и коэффициенте асимметрии цикла K_{sRs}						
		0	0,20	0,40	0,70	0,80	0,90	1,00
S500	1	0,60	0,65	0,65	0,70	0,75	0,85	1,00
	2	0,20	0,25	0,35	0,45	0,60	0,80	1,00

Примечания

1 Группы сварных соединений, приведенные в настоящей таблице, включают следующие типы сварных соединений по ГОСТ 14098, допускаемые для конструкций, рассчитываемых на выносливость:

1-я группа — крестообразное типа К1-Кт; стыковое типов С1-Ко, С5-Мф, С7-Рв, С8-Мф, С10-Рв; все соединения при отношении диаметров стержней, равном 1,0;

2-я группа — стыковое типов С14-Мп, С15-Рс, С17-Мп, С19-Рм и С21-Рн.

2 В таблице приведены значения γ_{sRs} для арматуры диаметром до 20 мм.

3 Значения коэффициента γ_{sRs} при диаметре стержней от 22 до 32 мм должны быть снижены на 5 %; при диаметре стержней св. 32 мм — на 10 %.

8.5.5 Проверку предельных состояний усталости выполняют из условия, что усталостные повреждения бетона и стали в рассчитываемых сечениях элемента, вызванные многократно повторяющимися нагрузками, не превышают допустимых значений.

8.5.6 Проверку усталостной прочности выполняют из условия, что усталостные повреждения бетона и стали в рассчитываемых сечениях элемента, вызванные многократно повторяющимися нагрузками, не превышают допустимых значений.

8.5.7 Возможность исчерпания усталостной прочности материалов определяют из условий:

— напряжения в бетоне и арматуре рассчитывают как для упругого тела (по приведенным сечениям) от действия внешних сил;

— неупругие деформации в сжатой зоне бетона учитывают посредством снижения модуля упругости бетона, принимая коэффициент приведения арматуры к бетону α' равным 25, 20, 15 и 10 для бетонов классов по прочности на сжатие С12/15, С20/25, С30/37, С35/45 и выше соответственно; для легких бетонов коэффициент приведения арматуры к бетону α' принимают равным 35, 30 и 25 для бетонов классов по прочности на сжатие LC20/22, LC30/33, LC35/38 соответственно;

— если $\sigma_c > f_{ctd}$, площадь приведенного сечения элемента определяют без учета растянутой зоны бетона;

— максимальные нормальные напряжения в арматуре $\sigma_{s,max}$, определенные при условии линейного распределения напряжений по приведенному сечению элемента, не превышают допустимых нормальных напряжений σ_{sR} , которые определяют по формуле

$$\sigma_{sR} = f_{yd} \gamma_{sR} \gamma_{sRs}, \quad (8.193)$$

где γ_{sR} и γ_{sRs} — коэффициенты; принимают по таблицам 8.6 и 8.7 соответственно;

— максимальный интервал изменения напряжений в арматуре $\Delta\sigma_{s,max}$ не должен превышать допустимого интервала изменения напряжений $\Delta\sigma_{sR}$: $\Delta\sigma_{s,max} \leq \Delta\sigma_{sR}$;

— значения допустимого интервала изменения напряжений в арматуре $\Delta\sigma_{sR}$ при количестве циклов многократно повторяющихся нагрузок, не превышающем 10^6 , принимают по таблице 8.8;

— максимальные нормальные напряжения в бетоне $\sigma_{c,max}$, определенные при условии линейного распределения напряжений по приведенному сечению элемента, не должны превышать допустимых нормальных напряжений σ_{cR} : $\sigma_{c,max} \leq \sigma_{cR}$.

Значение σ_{cR} определяют по формуле

$$\sigma_{cR} = \gamma_{cR} f_{cd}, \quad (8.194)$$

где γ_{cR} — коэффициент условий работы бетона при многократно повторяющейся нагрузке; принимают по таблице 8.9.

$$\sigma_{s,max} \leq \sigma_{sR}.$$

При расчете конструкций из легких бетонов в формулу (8.194) вместо f_{cd} подставляют f_{lcd} .

Таблица 8.8 — Значения допустимого интервала изменения напряжений в арматуре $\Delta\sigma_{sR}$

Вид арматурного элемента	$\Delta\sigma_{sR}$, Н/мм ²
Линейные и отогнутые стержни при диаметре отгиба не менее 15φ	100
Отогнутые стержни при диаметре отгиба менее 15φ	60
Стержни в конструкциях и элементах, эксплуатирующихся в условиях, характеризующихся классами экспозиции XF и XA	35
Сварные соединения стержней встык или при помощи двусторонних накладок	35

Таблица 8.9 — Значение коэффициента условий работы бетона γ_{cR}

Бетон	Состояние бетона по содержанию влаги	Значение коэффициента условий работы бетона γ_{cR} при многократно повторяющейся нагрузке и коэффициенте асимметрии цикла K_{cR}						
		0–0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
Нормального веса	Естественной влажности	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,00
	Водонасыщенный	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	0,95	1,00
Легкий	Естественной влажности	0,60	0,70	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
	Водонасыщенный	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,00

Примечание — Значение K_{cR} определяют:

$$K_{cR} = \frac{\sigma_{c,min}}{\sigma_{c,max}},$$

где $\sigma_{c,min}$, $\sigma_{c,max}$ — соответственно наименьшее и наибольшее напряжения в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки.

8.6 Проверка сопротивления слабоармированных конструкций

8.6.1 В данном подразделе содержатся дополнительные правила для конструкций из неармированного бетона или конструкций, в которых количество установленной арматуры меньше, чем минимально требуемое для железобетонных конструкций.

8.6.2 Для неармированного бетона в связи с его низкой пластичностью значения $\alpha_{cc,pl}$ и $\alpha_{ct,pl}$ принимают на 20 % меньше значений α_{cc} и α_{ct} для армированного бетона.

8.6.3 При проверке предельных состояний несущей способности слабоармированных конструкций расчет сопротивления бетонных элементов производят по формулам как для железобетонных элементов, заменяя значение f_{cd} значениями $f_{cd,pl}$ и $A_{s,tot} = 0$. Влияние гибкости на прочность данных конструкций учитывают как при расчете железобетонных элементов, вычисляя N_{crit} по формуле (8.55) при номинальной изгибной жесткости элемента B_{nom} , определенной по формуле (8.56), при моменте инерции арматуры $I_s = 0$.

Расчетную прочность на сжатие бетона $f_{cd,pl}$ определяют по формуле

$$f_{cd,pl} = \alpha_{cc,pl} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \quad (8.195)$$

Расчетную прочность на растяжение бетона $f_{ctd,pl}$ определяют по формуле

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} \cdot \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c}. \quad (8.196)$$

8.6.4 Расчет сопротивления бетонных элементов, когда продольная сила N_{Ed} приложена в точке G с эксцентриситетами e_y и e_z относительно центра тяжести сечения, работающего без трещин (точка O на рисунке 8.49), производят из условия

$$N_{Ed} \leq N_{Rd},$$

где N_{Rd} — сопротивление элемента при действии продольного усилия; определяют по формуле

$$N_{Rd} = f_{cd} A_{c,eff}, \quad (8.197)$$

здесь $A_{c,eff}$ — эффективная площадь поперечного сечения, в пределах которой принято равномерное распределение сжимающих напряжений, равная $2a_z 2a_y$ (см. рисунок 8.49).

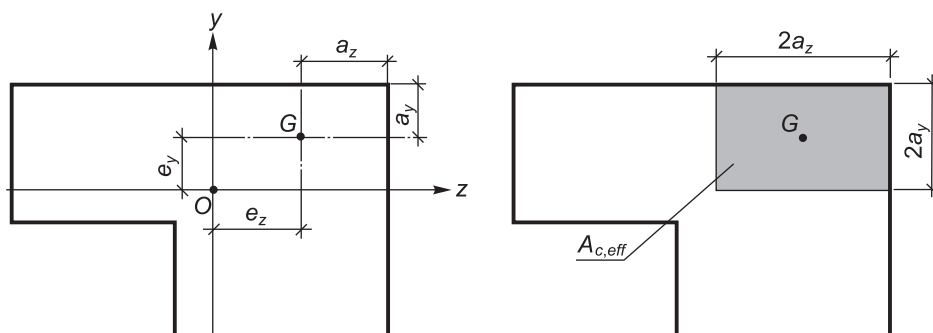


Рисунок 8.49 — Схемы для определения эффективной площади поперечного сечения при расчете бетонных элементов на косое внецентренное сжатие

8.6.5 При расчете внецентренно-сжатых элементов прямоугольного сечения, когда расчетная продольная сила N_{Ed} приложена с эксцентриситетом e относительно центра тяжести сечения, воспринимаемую сечением продольную силу N_{Rd} определяют по формуле

$$N_{Rd} = f_{cd,pl} b h \cdot \left(1 - \frac{2e}{h}\right), \quad (8.198)$$

где b — ширина сечения;

h — высота сечения.

8.6.6 Расчет сопротивления отдельных бетонных колонн и стен, выполненных в условиях строительной площадки, когда $l_0 / h \leq 25$, производят по формуле

$$N_{Rd} = f_{cd,pl} b h \varphi, \quad (8.199)$$

где φ — коэффициент, учитывающий влияние геометрической нелинейности (эффектов второго порядка); определяют для раскрепляемых элементов по формуле

$$\varphi = 1,14 \cdot \left(1 - \frac{2e_{tot}}{h} \right) - 0,02 \cdot \frac{l_0}{h} \leq 1 - \frac{2e_{tot}}{h}, \quad (8.200)$$

здесь e_{tot} — определяют по формуле

$$e_{tot} = e_0 + e_i, \quad (8.201)$$

e_0 — эксцентриситет первого порядка с учетом, при необходимости, влияния перекрытий (например, изгибающих моментов вследствие защемления, которые передаются от плиты на стену) и горизонтальных воздействий;

e_i — дополнительный эксцентриситет вследствие влияния геометрических несовершенств согласно 5.4;

l_0 — расчетная длина элемента; определяют по формуле

$$l_0 = \beta_w l_w, \quad (8.202)$$

l_w — высота элемента в свету;

β_w — коэффициент, учитывающий условия закрепления элементов; равен:

для колонн — 1;

для консольных колонн и стен — 2;

для других случаев закрепления стен — определяют в соответствии с таблицей 8.10.

Таблица 8.10 — Значения коэффициента β_w для определения расчетной длины бетонных стен

Схема закрепления бетонной стены	β_w
	$\beta_w = 1,0$ — для любых значений $\frac{l_w}{l_h}$
	$\beta_w = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3l_h} \right)^2}$
	При $l_w \leq l_h$ $\beta_w = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{l_h} \right)^2}$ При $l_w > l_h$ $\beta_w = \frac{l_h}{2l_w}$

Окончание таблицы 8.10

Примечания

1 Значения β_w , приведенные в таблице, применимы для стен, в которых высота проема не превышает $1/3l_w$, а его площадь составляет не более 10 % полной площади стены. Для стен, закрепленных по трем или четырем сторонам, в случае, когда перечисленные ограничения не выполняются для части стены, располагаемой между отверстиями, коэффициент β_w следует принимать как для стены, закрепленной по двум сторонам.

2 Поперечные стены могут рассматриваться как подкрепляющие элементы при выполнении следующих условий:

- толщина поперечной подкрепляющей стены должна быть не менее $0,5h$ (где h — толщина рассчитываемой стены);
- высота подкрепляющей стены должна быть равна l_w ;
- длина подкрепляющей стены l_h должна быть не менее $l_w / 5$;
- подкрепляющая стена на длине l_h не должна иметь отверстий.

8.7 Проверка сопротивления конструкций из легкого бетона

8.7.1 Проверку сопротивления элементов из легкого бетона производят согласно 8.1–8.4 и 8.6 как для конструкций из бетона нормального веса с заменой в формулах f_{ck} на f_{lck} , f_{cd} на f_{lcd} , f_{ctk} на f_{lctk} , f_{ctd} на f_{lctd} , ε_{c2} на ε_{lc2} , ε_{cu2} на ε_{lcu2} . Кроме того, также учитывают дополнительные изменения формул, приведенные в 8.7.2–8.7.8.

8.7.2 Расчетную поперечную силу $V_{lRd,c}$, Н, воспринимаемую элементом без вертикальной и (или) наклонной арматуры (сопротивление местному срезу), определяют по формуле

$$V_{lRd,c} = \left[C_{lRd,c} \eta_1 k \cdot (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] \cdot b_w d, \quad (8.203)$$

но не менее

$$(\eta_1 V_{l,min} + k_1 \sigma_{cp}) \cdot b_w d,$$

где η_1 — определяют по формуле, приведенной в таблице 6.2;

$$C_{lRd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c}; \quad (8.204)$$

$V_{l,min}$ — определяют по формуле

$$V_{l,min} = 0,28 k^{3/2} f_{lck}^{1/2}, \quad (8.205)$$

$$k_1 = 0,15.$$

Остальные значения определяют согласно 8.2.1.2.

8.7.3 Поперечное усилие V_{Ed} , рассчитанное без понижающего коэффициента β по 8.2.1.4, должно удовлетворять условию

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v_1 f_{lcd}, \quad (8.206)$$

где v_1 — понижающий коэффициент; определяют по формуле

$$v_1 = 0,5 \eta_1 \cdot \left(1 - \frac{f_{lck}}{250} \right). \quad (8.207)$$

8.7.4 При проверке сопротивления элементов из легкого бетона с поперечным армированием на основе стержневой модели по 8.2.2, понижающий коэффициент сопротивления раздавливанию бетонных распорок v_1 определяют по формуле (8.207).

8.7.5 При проверке сопротивления элементов из легкого бетона кручению на основе модели пространственной фермы по 8.3.2.9 значение коэффициента v принимают равным v_1 , рассчитанным по формуле (8.207).

8.7.6 Проверку сопротивления элементов из легкого бетона, подвергнутых местному действию сжимающих нагрузок, производят согласно 8.4.3 с заменой в формулах f_{cd} на f_{lcd} , f_{cm} на f_{lcm} , f_{ctm} на f_{lctm} , f_{cud} на f_{lcud} , $f_{cud,eff}$ на $f_{lcud,eff}$.

Коэффициент эффективности бокового обжатия для керамзитобетона k_c принимают равным 9,5, а приведенные в таблице 8.4 значения коэффициента $\omega_{u,\max}$ снижают на 20 %, но принимают не менее 1,0.

8.7.7 Сопротивление местному срезу плиты из легкого бетона без поперечного армирования на единицу длины контрольного периметра проверяют из условия

$$V_{Ed} \leq V_{IRd,c} = \left[C_{IRd,c} \eta_1 k \cdot (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} + k_2 \sigma_{cp} \right] \cdot d, \quad (8.208)$$

но не менее

$$(\eta_1 V_{lmin} + k_2 \sigma_{cp}) \cdot d,$$

где η_1 — определяют по формуле, приведенной в таблице 6.2;

$$C_{IRd,c} = \frac{0,20}{\gamma_c}; \quad (8.209)$$

V_{lmin} — определяют по формуле (8.205);

$k_2 = 0,08$.

Остальные значения определяют согласно 8.4.3.8.

8.7.8 Сопротивление местному срезу плиты или фундамента из легкого бетона с поперечным армированием на единицу длины контрольного периметра следует определять по формулам, приведенным в 8.4.3.10–8.4.3.12, заменяя $V_{Rd,c}$ на $0,75 V_{IRd,c}$ (где $V_{IRd,c}$ — определяют согласно 8.7.2), коэффициент v на v_1 , определяемый по формуле (8.207).

8.8 Проверка сопротивления сборных и сборно-монолитных конструкций

8.8.1 Общие положения для сборных конструкций

8.8.1.1 Элементы сборных конструкций должны отвечать условиям механизированного изготовления на специализированных предприятиях.

При выборе элементов сборных конструкций следует предусматривать преимущественно предварительно напряженные конструкции из высокопрочных бетонов и арматуры.

Целесообразно укрупнять элементы сборных конструкций насколько это позволяют грузоподъемность монтажных механизмов, условия изготовления и транспортирования.

При проектировании сборных конструкций заводского изготовления в соответствии с СТБ EN 13369 предусматривают следующие классы бетона по прочности на сжатие:

- для конструкций без предварительного напряжения — C20/25 и LC20/22;
- для предварительно напряженных конструкций — C30/38 и LC30/33.

8.8.1.2 В сборных конструкциях особое внимание следует уделять несущей способности и долговечности стыков.

Конструкции стыков сборных элементов должны обеспечивать надежную передачу усилий, несущую способность самих элементов в зоне стыка, связь дополнительно уложенного бетона в стыке с бетоном конструкции, а также совместность деформаций элементов и принятые при расчете условия их совместной работы.

Расчет сборных железобетонных и предварительно напряженных элементов необходимо производить с учетом их взаимодействия с другими элементами (например, с учетом совместной работы с монолитным бетоном или другими сборными элементами).

При расчете сборных элементов следует учитывать влияние действительной деформативности и несущую способность стыков между ними, а также влияние отклонений положения элементов (геометрических параметров) на условия закрепления на опорах и передачу усилий между ними.

При расчете несущей способности стыков допускается учитывать распределительную способность пластин закладных изделий и соединительных элементов, обеспечиваемую соответствующим расчетом толщины пластин.

8.8.1.3 Расчет сборных элементов следует производить для всех расчетных ситуаций, включая переходные (стадии изготовления, транспортирования, возведения и т. д.). При этом расчетные схемы должны отвечать принятым конструктивным решениям и технологии изготовления, способам транспортирования, подъема, монтажа и т. д.

8.8.1.4 При расчете элементов сборных конструкций для переходных расчетных ситуаций (например, на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже) нагрузку от веса элемента применяют с коэффициентом динамичности, равным:

- 1,60 — при транспортировании;
- 1,40 — при подъеме и монтаже.

При этом частный коэффициент при определении нагрузки от веса элемента принимают равным 1,15.

8.8.1.5 Для замоноличивания стыков элементов сборных железобетонных конструкций класс бетона по прочности на сжатие устанавливают в зависимости от условий работы соединяемых элементов.

8.8.1.6 Для замоноличивания стыков элементов сборных конструкций, которые в процессе эксплуатации или монтажа могут подвергаться воздействию отрицательных температур наружного воздуха, применяют бетоны проектных марок по морозостойкости и водонепроницаемости не ниже принятых для стыкуемых элементов.

8.8.1.7 При проектировании элементов сборных перекрытий между ними предусматривают устройство швов, заполняемых бетоном. Ширина швов назначается из условия обеспечения качественного их заполнения и должна составлять не менее: 20 мм — для элементов с высотой сечения до 250 мм; 30 мм — для элементов с большей высотой сечения.

8.8.1.8 В элементах сборных конструкций следует предусматривать приспособления для их захвата при подъеме: инвентарные монтажные вывинчивающиеся петли; строповочные отверстия со стальными трубками; стационарные монтажные петли из арматурных стержней и т. п.

Для изготовления монтажных (подъемных) петель элементов сборных железобетонных и бетонных конструкций применяют арматуру класса S240 из горячекатаной стали марок СтЗсп и СтЗпс.

При монтаже конструкций при расчетной зимней температуре ниже минус 40 °С применение стали марки СтЗпс для монтажных петель не допускается.

8.8.2 Общие положения для сборно-монолитных конструкций

8.8.2.1 Предельные состояния сборно-монолитных железобетонных конструкций проверяют расчетом в соответствии с ТКП 45-5.03-97 в постоянных и переходных расчетных ситуациях для следующих стадий работы конструкций:

- до набора бетоном, уложенным на месте возведения конструкции (бетоном омоноличивания), заданной прочности — на воздействие собственного веса этого бетона и других монтажных нагрузок;
- после набора бетоном, уложенным на месте возведения конструкции (бетоном омоноличивания), заданной прочности — на нагрузки, действующие на этом этапе возведения и при эксплуатации конструкций.

8.8.2.2 Конструкцию следует считать сборно-монолитной при выполнении следующих условий:

- обеспечена прочность контактного соединения монолитного бетона и сборного элемента на всех этапах работы составного сечения;
- сохраняется неразрывность (сплошность сечения) при передаче нормальных усилий по высоте составного сечения между взаимодействующими элементами;
- применяется бетон омоноличивания класса по прочности на сжатие не ниже C16/20;
- толщина монолитной набетонки — не менее 40 мм.

Основные типы сечений сборно-монолитных конструкций приведены на рисунке 8.50.

8.8.2.3 Сборные элементы покрытий и перекрытий (см. рисунок 8.50), объединяемые посредством бетона омоноличивания и дополнительного армирования со сборными балочными элементами, учитывают при расчетах прочности сборно-монолитного сечения при изгибе только при их расположении в сжатой зоне. Вводимую в расчет ширину элементов покрытий и перекрытий принимают в соответствии с требованиями настоящих строительных правил. Данные элементы не учитывают при расчете прочности наклонных сечений.

8.8.2.4 Положения проектирования настоящих строительных правил не распространяются на сборно-монолитные конструкции, подверженные многократно повторяющимся нагрузкам.

8.8.2.5 Надежную связь бетона омоноличивания с бетоном сборных элементов, обеспечивающую требуемую прочность контактного соединения, осуществляют с помощью арматуры, выпускаемой из сборных элементов, путем устройства бетонных шпонок или шероховатой поверхности, продольных выступов или с помощью других надежных и проверенных способов.

8.8.2.6 Проверку предельного состояния стыкового соединения при продольном сдвиге производят из условия

$$\tau_{Ed,j} \leq \tau_{Rd,j},$$

где $\tau_{Ed,j}$ — продольные сдвигающие напряжения в плоскости стыкового соединения (контакта) сборно-монолитных конструкций, вызванные действием расчетных нагрузок;

$\tau_{Rd,j}$ — расчетное сопротивление сдвигу стыкового соединения (контакта).

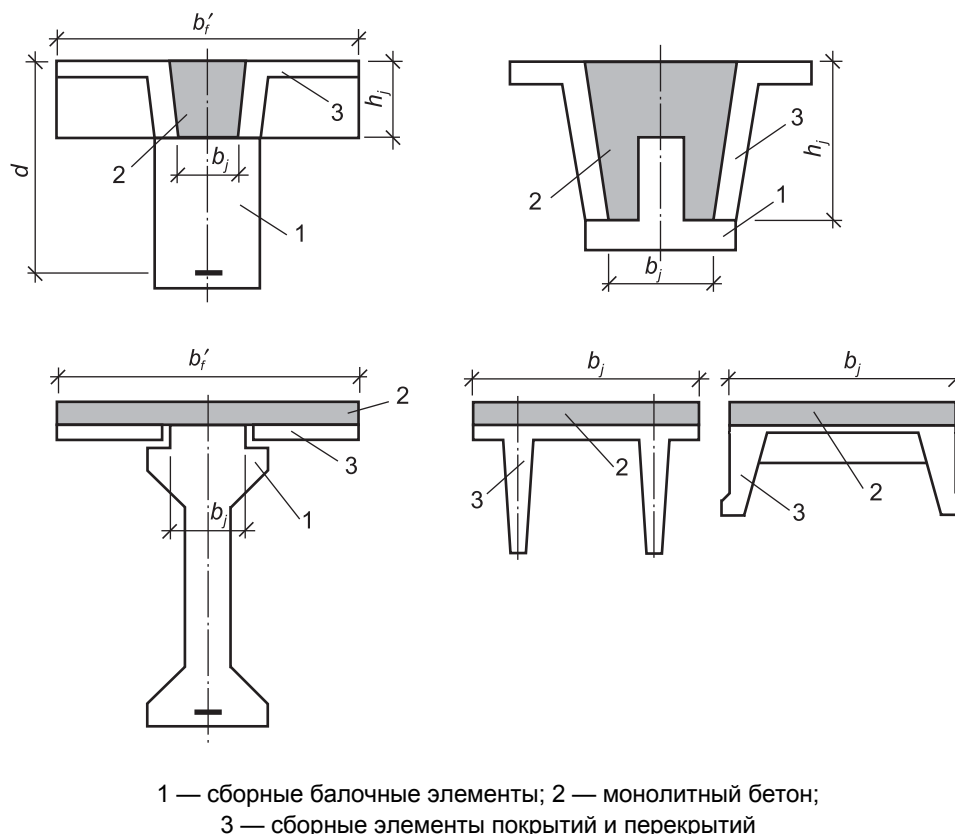


Рисунок 8.50 — Основные типы сечений сборно-монолитных конструкций

8.8.2.7 В общем случае проверки предельных состояний сборно-монолитных конструкций производят с использованием деформационной расчетной модели сопротивления согласно 8.1.2, принимая для бетонов сборной и монолитной частей сечения элемента соответствующие диаграммы деформирования $\sigma_c - \varepsilon_c$ и учитывая исходное напряженно-деформированное состояние сборного элемента до омоноличивания.

При расчете сопротивлений сечений, нормальных к продольной оси элемента, допускается вводить в расчет приведенный бетон с прочностными и деформативными характеристиками, зависящими от предельной сжимаемости исходных бетонов, напряженно-деформированного состояния сборного элемента до приобретения монолитным бетоном заданной прочности, геометрии и компоновки сечения (т. е. от вклада каждого из бетонов в общее сопротивление рассматриваемого сечения).

8.8.2.8 Расчет сборно-монолитных конструкций по предельным состояниям эксплуатационной пригодности выполняют согласно требованиям раздела 8, с учетом следующих дополнительных требований ТКП 45-5.03-97:

— деформации сборного элемента, рассчитанные до включения в работу бетона омоноличивания, суммируют с деформациями сборно-монолитной конструкции; данное положение, означающее принцип суперпозиции деформаций, допускается заменять принципом суперпозиции напряжений и прогибов;

— сечения сборно-монолитных конструкций, выполненных из бетонов различной деформативности, приводят к однородному сечению, используя отношение их модулей упругости ($\alpha_1 = E_{cm2} / E_{cm1}$);

— усилие предварительного обжатия действует только на сборную часть сборно-монолитного сечения, если его монолитная часть выполнена без предварительного напряжения в построечных условиях;

— при использовании временных опор при монтаже основных элементов в расчетах учитывают их податливость.

8.8.2.9 При расчете трещиностойкости и прогибов учитывают дополнительные напряжения и деформации в сборно-монолитной конструкции, вызванные разницей усадки и ползучести бетонов в составном сечении. При этом все усилия от усадки и ползучести должны относиться к категории внутренних и быть взаимно уравновешены, а кривизна монолитной и сборной частей — одинакова.

При выполнении монолитной части сечения конструкции из напрягающего бетона при расчетах по предельным состояниям эксплуатационной пригодности учитывают дополнительные усилия в составном сечении от связанного расширения напрягающего бетона согласно требованиям ТКП 45-5.03-97.

При этом дополнительно проверяют трещиностойкость и прогибы сборной части конструкции на стадии твердения и расширения напрягающего бетона монолитной части.

8.8.3 Проверка сопротивления закладных изделий

8.8.3.1 Расчет анкеров, приваренных втавр к плоским элементам стальных закладных изделий, на действие изгибающих моментов, нормальных и сдвигающих сил от статической нагрузки, расположенной в одной плоскости симметрии закладного изделия (рисунок 8.51), производят из условия

$$\frac{V_{an,j}}{V_{an,j0}} + \frac{N_{an,j}}{N_{an,j0}} \leq 1, \quad (8.210)$$

где $V_{an,j}$ — наибольшее сдвигающее усилие, приходящееся на один ряд анкеров; определяют по формуле

$$V_{an,j} = \frac{V_{Ed} - 0,3N'_{an}}{n_{an}}, \quad (8.211)$$

здесь N'_{an} — наибольшее сжимающее усилие в одном ряду анкеров; определяют по формуле

$$N'_{an} = \frac{M_{Ed}}{z} - \frac{N_{Ed}}{n_{an}}; \quad (8.212)$$

$V_{an,j0}$ — сдвигающее усилие, воспринимаемое анкерами; определяют по формуле

$$V_{an,j0} = \gamma_{s,sh} A_{an,j} \cdot \sqrt{f_{cd} f_{yd}}, \quad (8.213)$$

здесь $\gamma_{s,sh}$ — коэффициент; принимают равным 1,65; при расчете конструкций из легких бетонов в формулу (8.213) вместо f_{cd} подставляют f_{lcd} ;

$N_{an,j}$ — наибольшее растягивающее усилие в одном ряду анкеров; определяют по формуле

$$N_{an,j} = \frac{M_{Ed}}{z} + \frac{N_{Ed}}{n_{an}}; \quad (8.214)$$

$N_{an,j0}$ — предельное растягивающее усилие, воспринимаемое одним рядом анкеров; определяют по формуле

$$N_{an,j0} = f_{yd} A_{an,j}. \quad (8.215)$$

В формулах (8.211)–(8.214):

M_{Ed} , N_{Ed} , V_{Ed} — соответственно изгибающий момент, нормальное и сдвигающее усилия, действующие на закладное изделие; момент определяют относительно оси, расположенной в плоскости наружной грани пластины и проходящей через центр тяжести всех анкеров;

n_{an} — количество рядов анкеров вдоль направления сдвигающего усилия; если не обеспечивается равномерная передача сдвигающего усилия V_{Ed} на все ряды анкеров, то при определении сдвигающего усилия V_{an} учитывают не более четырех рядов;

z — расстояние между крайними рядами анкеров;

$A_{an,j}$ — суммарная площадь поперечного сечения анкеров наиболее напряженного ряда.

Площадь поперечного сечения анкеров остальных рядов принимают равной площади поперечного сечения анкеров наиболее напряженного ряда.

В формулах (8.212) и (8.214) нормальное усилие N_{Ed} считают положительным, если оно направлено от закладного изделия (см. рисунок 8.51), и отрицательным — если направлено к закладному изделию. В случаях если N_{an} — отрицательное значение, то в формуле (8.211) $N'_{an} = N_{Ed}$.

При расположении закладного изделия на верхней поверхности (при бетонировании) $N'_{an} = 0$.

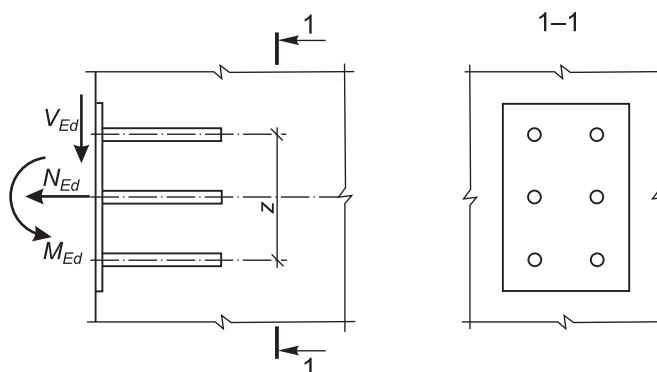


Рисунок 8.51 — Схема усилий, действующих на закладное изделие

8.8.3.2 В закладном изделии с анкерами, приваренными внахлест под углом от 15° до 30° , наклонные анкера рассчитывают на действие сдвигающего усилия (при $V_{Ed} > N_{Ed}$, где N_{Ed} — отрывающее усилие) по формуле

$$A_{an,inc} = \frac{V_{Ed} - 0,3N'_{an}}{f_{yd}}, \quad (8.216)$$

где $A_{an,inc}$ — суммарная площадь поперечного сечения наклонных анкеров;

N'_{an} — определяют по формуле (8.212).

При этом следует устанавливать нормальные анкера, рассчитываемые по формуле (8.210) при значениях V_{an} , равных 0,1 сдвигающего усилия, определяемого по формуле (8.211).

8.8.3.3 Конструкция сварных закладных изделий с приваренными к ним элементами, передающими нагрузку на закладные изделия, должна обеспечивать включение в работу анкерных стержней в соответствии с принятой расчетной схемой. Внешние элементы закладных изделий и их сварные соединения рассчитывают в соответствии с нормами проектирования стальных конструкций. При расчете пластин и фасонного проката на отрывающую силу принимают, что они шарнирно соединены с нормальными анкерами.

Кроме того, толщину t расчетной пластины закладного изделия, к которой приваривают втавр анкера, определяют из условия

$$t \geq 0,25\phi_{an} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{sq}}, \quad (8.217)$$

где ϕ_{an} — диаметр анкерного стержня, требуемый по расчету;

f_{sq} — расчетное сопротивление стали срез; принимают в соответствии с нормами проектирования стальных конструкций.

Для типов сварных соединений, обеспечивающих большую зону включения пластины в работу при вырывании из нее анкерного стержня, при соответствующем обосновании допускается корректировка условия (8.217) с целью уменьшения толщины пластины.

Толщина пластины также должна удовлетворять технологическим требованиям по сварке.

8.8.4 Сварные соединения арматуры и закладных изделий

8.8.4.1 Арматуру из горячекатаной и термически упрочненной стали гладкого и периодического профилей, из обыкновенной арматурной проволоки, а также закладные изделия следует изготавливать с применением контактной сварки (точечной и стыковой), обеспечивающей соединение стержней между собой и с плоскими элементами проката. Допускается применение дуговой сварки (автоматической и полуавтоматической), а также ручной согласно указаниям 8.8.4.5.

8.8.4.2 Типы сварных соединений и способы сварки арматуры и закладных изделий следует назначать с учетом условий эксплуатации и свариваемости стали, технико-экономических показателей и технологических возможностей изготовителя в соответствии с требованиями ТНПА на сварную арматуру и закладные изделия железобетонных конструкций.

8.8.4.3 В заводских условиях при изготовлении сварных арматурных сеток, каркасов и соединений по длине отдельных стержней следует применять преимущественно контактную точечную и стыковую сварку, а при изготовлении закладных изделий — автоматическую сварку под флюсом для тавровых и контактную рельефную сварку — для нахлесточных соединений.

8.8.4.4 При монтаже арматурных изделий и сборных железобетонных конструкций в первую очередь следует применять полуавтоматические способы сварки, обеспечивающие возможность контроля качества соединений.

8.8.4.5 При отсутствии необходимого сварочного оборудования допускается выполнять в заводских и монтажных условиях крестообразные, стыковые, нахлесточные и тавровые соединения арматуры и закладных деталей, применяя приведенные в ТНПА на сварную арматуру и закладные изделия способы дуговой, в том числе ручной дуговой, сварки.

Применяя ручную дуговую сварку при выполнении сварных соединений, рассчитываемых по прочности, в сетках и каркасах следует устанавливать дополнительные конструктивные элементы в местах соединения стержней продольной и поперечной арматуры (прокладки, косынки, крючки и т. д.).

8.8.5 Стыки элементов сборных конструкций

8.8.5.1 При стыковании железобетонных элементов сборных конструкций усилия от одного элемента к другому передаются через стыкуемую рабочую арматуру, стальные закладные изделия, заполняемые бетоном швы, бетонные шпонки или непосредственно через бетонные поверхности стыкуемых элементов (для сжатых элементов).

Стыкование предварительно напряженных элементов, а также конструкций, к которым предъявляются требования водонепроницаемости, необходимо осуществлять посредством бетона на вяжущем цементе.

8.8.5.2 Жесткие стыки сборных конструкций следует замоноличивать путем заполнения бетоном швов между элементами. Если при изготовлении элементов обеспечивается плотная подгонка поверхностей друг к другу (например, при использовании торца одного из стыкуемых элементов в качестве опалубки для торца другого), допускается выполнение стыков насухо при условии передачи через стык только сжимающего усилия.

Стыки элементов, воспринимающие растягивающие усилия, необходимо выполнять посредством:

- а) сварки стальных закладных изделий;
- б) сварки выпусков арматуры;
- в) пропуска через каналы или пазы стыкуемых элементов стержней арматурных канатов или болтов с последующим их натяжением и заполнением швов и каналов цементным раствором или мелкозернистым бетоном;
- г) склеивания элементов конструкционными полимеррастворами с использованием соединительных изделий из стержневой арматуры.

При проектировании стыков элементов сборных конструкций следует предусматривать такие соединения закладных изделий, при которых не происходило бы разгибания их частей, а также выколов бетона.

8.8.5.3 Закладные изделия должны быть заанкерены в бетоне с помощью анкерных стержней или приварены к рабочей арматуре элементов.

Закладные изделия с анкерами должны состоять из отдельных пластин (уголков или фасонной стали) с приваренными к ним втавр или внахлест анкерными стержнями из арматуры класса S500. Длина анкерных стержней закладных изделий при действии на них растягивающих сил должна быть не менее значения l_{bd} , определяемого в соответствии с 11.2.

Длина анкерных стержней может быть уменьшена при условии приварки на концах стержней анкерных пластин или устройства высаженных горячим способом анкерных головок диаметром не менее 3ϕ для арматуры класса S500. В этих случаях длину анкерного стержня определяют расчетом на выкалывание и смятие бетона и принимают не менее 10ϕ (где ϕ — диаметр анкера, мм).

Если анкеры, испытывающие растяжение, располагаются нормально к оси элемента и вдоль них могут образоваться трещины от основных усилий, действующих на элемент, концы анкеров должны быть усилены приваренными анкерными пластинами или высаженными головками.

Штампованные закладные изделия должны состоять из полосовых анкеров, имеющих усиления (например, в виде сферических выступов), и участков, выполняющих функцию пластин (аналогично сварным изделиям). Штампованные закладные изделия следует выполнять из полосовой стали толщиной от 4 до 8 мм таким образом, чтобы отходы при раскрое полосы были минимальными. Изделие необходимо рассчитывать по прочности полосовых анкеров и пластин. Прочность анкеровки детали проверяют с помощью расчета бетона на раскалывание, выкалывание и смятие.

Толщину пластин закладных изделий определяют в соответствии с 8.8.3.3 и требованиями технологии сварки.

8.8.5.4 На концевых частях стыкуемых сжатых элементов (например, на концах сборных колонн) следует устанавливать косвенную арматуру согласно требованиям раздела 11.

8.8.5.5 Толщину t пластины закладного изделия при учитываемом в расчете несущей способности стыка сборных железобетонных элементов распределении сжимающих напряжений за пределы площади передачи усилия между ними следует назначать из условия обеспечения прочности пластин с учетом равномерного распределения напряжений отпора бетона:

$$t \geq l_{pl} \cdot \sqrt{\frac{3f_{cud}}{f_{yd}}}, \quad (8.218)$$

где l_{pl} — учитываемый в расчете размер дополнительной зоны передачи сжимающих напряжений;
 f_{yd} — расчетное сопротивление стали растяжению; принимают согласно нормам проектирования стальных конструкций;
 f_{cud} — расчетная прочность бетона на смятие; определяют в соответствии с 8.4.1.4 при условии определения площади смятия A_{c0} с учетом дополнительной площади распределения A_{c1} ; при расчете конструкций из легких бетонов в формулу (8.218) вместо f_{cud} подставляют f_{lcud} .

При косвенном армировании сборных железобетонных элементов сварными поперечными сетками в формулу (8.218) вместо f_{cud} следует подставлять приведенную расчетную прочность бетона на смятие $f_{cud,eff}$, определяемую в соответствии с 8.4.1.6; при расчете конструкций из легких бетонов в формулу (8.218) вместо f_{cud} подставляют приведенную расчетную прочность легкого бетона на смятие $f_{lcud,eff}$, определяемую в соответствии с 8.4.1.6 и 8.7.6.

9 Проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности (SLS)

9.1 Общие положения

9.1.1 Проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности включают:

- ограничение напряжений в бетоне и арматуре;
- ограничение ширины раскрытия трещин;
- ограничение прогибов;
- ограничение вибрации (вынужденных ускорений).

9.1.2 Предельные состояния эксплуатационной пригодности в общем случае проверяют расчетом с подтверждением условия

$$E_d \leq C_d,$$

где E_d — расчетное значение эффекта воздействия в единицах критериев эксплуатационной пригодности (например, ширина раскрытия трещины, прогиб), определяемое для соответствующего сочетания воздействий;

C_d — предельно допустимое значение соответствующего критерия эксплуатационной пригодности согласно настоящим строительным правилам или по требованиям ТНПА.

9.1.3 При расчетах напряжений и прогибов поперечные сечения элементов принимают работающими без трещин, если растягивающие напряжения от характеристического сочетания воздействий согласно СН 2.01.01 не превышают эффективной прочности бетона на растяжение $f_{ct,eff}$.

9.1.4 При расчетах ширины раскрытия трещин эффективную прочность бетона на растяжение $f_{ct,eff}$ принимают равной средней прочности бетона на растяжение f_{ctm} . При проверках прогибов значение эффективной прочности бетона на растяжение $f_{ct,eff}$ следует принимать равным прочности бетона на растяжение при изгибе $f_{ctm,fl}$, определяемой по формуле (6.9), или равным средней прочности f_{ctm} .

9.1.5 При расчетах напряжений и прогибов применяют эффективный модуль упругости бетона $E_{c,eff}$, учитывающий влияние длительных эффектов от практически постоянного сочетания воздействий, который определяют по формуле

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi \cdot (t, t_0)}. \quad (9.1)$$

9.1.6 При проверке предельных состояний эксплуатационной пригодности конструкций из легких бетонов в формулы раздела 9 вместо f_{ctm} , E_{cm} , f_{ck} подставляют f_{lctm} , E_{lcm} , f_{lck} соответственно.

9.2 Ограничение ширины раскрытия трещин

9.2.1 Общие положения

9.2.1.1 В настоящем подразделе трещинообразование в железобетонных элементах рассматривается как результат прямого действия эффектов воздействий, развивающихся в расчетных сечениях как от нагрузок, так и от вынужденных деформаций, развивающихся в условиях ограничений.

9.2.1.2 В случае когда трещины не оказывают влияния на функционирование конструкции по назначению, расчетную проверку ширины раскрытия трещины допускается не выполнять при условии удовлетворения требований, касающихся минимального коэффициента (минимальной площади) армирования согласно 9.2.2

9.2.1.3 При применении для армирования элементов стержней диаметром более 32 мм, стыкуемых по длине внахлест, по длине стыковки следует устанавливать дополнительное поперечное или приповерхностное армирование гнутыми сетками.

9.2.1.4 Для ограничения ширины раскрытия трещин необходимо:

- выбирать соответствующие конструктивные решения;
- производить предварительное напряжение конструктивных элементов;
- ограничивать напряжения в бетоне и арматуре;
- выполнять соответствующие требования по конструированию;
- выбирать соответствующие параметры технологии изготовления (включая выбор составов бетона, методов бетонирования и хранения конструкции).

9.2.1.5 Эффективное влияние арматуры на ширину раскрытия трещин $w_{lim,cal}$ следует рассматривать только исключительно для некоторой ограниченной области сечения бетона, контактирующего непосредственно с арматурным стержнем, которую определяют как эффективную площадь растянутой зоны сечения $A_{c,eff}$ согласно рисунку 9.1.

9.2.1.6 Для массивных плоских элементов $[h > 5 \cdot (h - d)]$ эффективную высоту растянутой зоны сечения $h_{c,eff}$ определяют по формуле

$$h_{c,eff} = 2 \cdot (h - d) + 0,1h \leq \begin{cases} 5 \cdot (h - d) \\ h / 2 \\ (h - x) / 3 \text{ (только при изгибе)}. \end{cases} \quad (9.2)$$

Примечание — Обозначения, использованные в формуле (9.2), приведены на рисунке 9.1.

Формулу (9.2) применяют для линейных элементов, у которых стенка имеет соответствующее поперечное и приповерхностное армирование согласно 11.2.

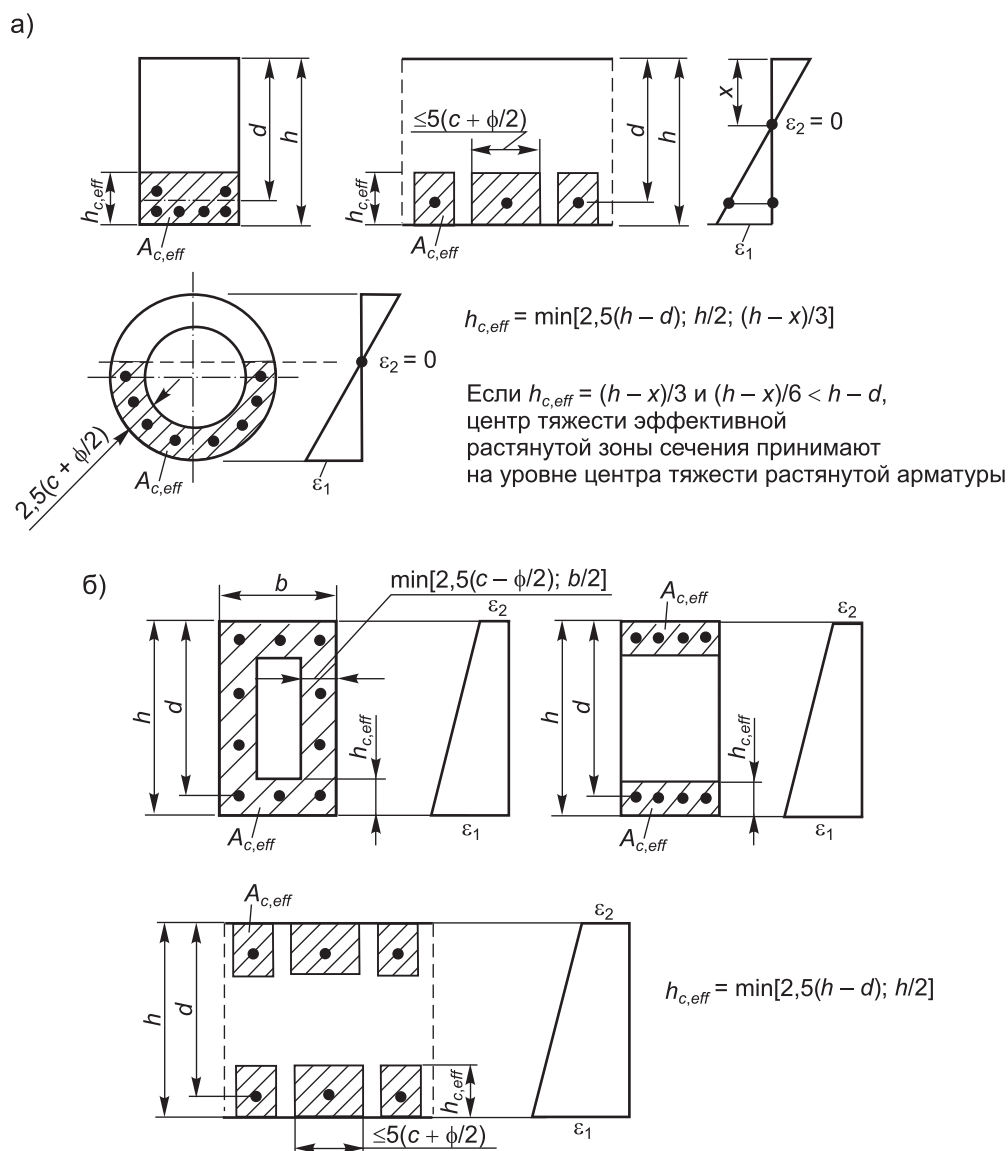


Рисунок 9.1 — Схемы для определения эффективной площади растянутой зоны сечения $A_{c,eff}$:

а — элементов, подвергнутых изгибу или без осевого усилия;
б — внецентренно-растянутых элементов

9.2.2 Минимальная площадь растянутой арматуры, необходимая для ограничения ширины раскрытия трещин

9.2.2.1 Минимальную площадь ненапрягаемой растянутой арматуры в сечении $A_{s,min}$, назначаемую из условия ограничения ширины раскрытия трещин, определяют исходя из равенства усилия, воспринимаемого растянутым бетоном перед образованием трещин, и усилия, воспринимаемого арматурой непосредственно после образования трещин. При этом напряжения в арматуре в сечении с трещиной не должны превышать предела текучести арматуры. В случае когда арматура устанавливается из условия ограничения ширины раскрытия трещин, нормируемое значение напряжения $\sigma_{s,lim}$, МПа, допускается принимать менее значения предела текучести арматуры.

9.2.2.2 В предварительно напряженных элементах конструкций минимальное количество ненапрягаемой арматуры в соответствии с требованиями настоящего подраздела допускается не устанавливать, если при действии усилий, вызванных характеристическим сочетанием воздействий и характеристическим значением усилия обжатия, в бетоне на уровне наиболее растянутой грани действуют сжимающие напряжения или растягивающие напряжения не превышают значения средней прочности на осевое растяжение f_{ctm} .

9.2.2.3 Для тавровых и коробчатых сечений минимальное количество армирования следует устанавливать отдельно для полок и стенок. Минимальную площадь арматуры в отдельном элементе поперечного сечения (полке или стенке) $A_{s,min}$, устанавливаемой у наиболее растянутой грани A_{s,min,w_1} и у наименее растянутой грани A_{s,min,w_2} рассматриваемой части сечения, определяют по следующим формулам:

— при действии только изгибающих моментов

$$A_{s,min,w_1} = \frac{0,8 \cdot \left[\frac{h - h_{c,eff}}{h} \right] \cdot f_{ct,eff} A_{c,eff}}{\sigma_{s,lim}} \geq \frac{0,2 k_h f_{ct,eff} A_c}{f_{yk}}, \quad (9.3)$$

$$A_{s,min,w_2} = 0;$$

— при действии осевого растяжения

$$A_{s,min,w_1} = A_{s,min,w_2} = \frac{f_{ct,eff} A_{c,eff}}{\sigma_{s,lim}} \geq \frac{0,5 k_h f_{ct,eff} A_c}{f_{yk}}, \quad (9.4)$$

— при совместном действии изгибающего момента и осевой силы

$$A_{s,min,w_1} = \frac{-0,3 N_{Ed} + 0,8 \cdot \left[\frac{h - h_{eff}}{h} \right] \cdot f_{ct,eff} A_{c,eff}}{\sigma_{s,lim}} \begin{cases} \geq \frac{-0,3 N_{Ed} + 0,2 k_h f_{ct,eff} A_c}{f_{yk}} \\ \geq 0 \\ \leq \max \left(\frac{f_{ct,eff} A_{c,eff}}{\sigma_{s,lim}}, \frac{0,5 k_h f_{ct,eff} A_c}{f_{yk}} \right) \end{cases}, \quad (9.5)$$

$$A_{s,min,w_2} = -\frac{N_{Ed}}{\sigma_{s,lim}} - A_{s,min,w_1} \begin{cases} \leq A_{s,min,w_1} \\ \geq 0 \end{cases}, \quad (9.6)$$

где A_c — площадь рассматриваемой части сечения бетона;
 N_{Ed} — расчетное осевое усилие для проверок предельных состояний эксплуатационной пригодности, действующее в рассматриваемой части сечения (сжатые со знаком «плюс») и определяемое из рассмотрения характеристического значения усилия преднапряжения и осевых усилий от соответствующей комбинации воздействий;
 $\sigma_{s,lim}$ — максимальное допустимое напряжение в арматуре, возникающее непосредственно после образования трещины, которое принимают равным f_{yk} или рассчитывают по формуле

$$\sigma_{s,lim} = \frac{1,45 f_{ct,eff}}{\phi} \cdot \left[\sqrt{c^2 + 1,2 w_{lim,cal} \phi \cdot \frac{E_s}{f_{ct,eff}}} - c \right]; \quad (9.7)$$

$f_{ct,eff}$ — средняя эффективная прочность бетона на растяжение к моменту образования первой трещины; $f_{ct,eff} = f_{ctm}$. В случаях когда трещинообразование вызвано вынужденными деформациями (например, при усадке бетона), средняя эффективная прочность бетона на растяжение может быть принята в возрасте от 3 до 5 сут после бетонирования в зависимости от условий хранения, формы элемента и технологии выполнения работ. Значения $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ принимают по таблице 6.1 в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие, установленного к моменту образования трещин. Когда время образования трещин (менее 28 сут) не может быть установлено достоверно, допускается значение средней эффективной прочности бетона на растяжение принимать равным 3 МПа;

k_h — коэффициент, учитывающий влияние неравномерного распределения по сечению самоуравновешенных собственных напряжений, снижающих прочность на растяжение; определяют по формуле

$$k_h = 1,30 - \min(b, h) \begin{cases} \leq 0,8 \\ \geq 0,5 \end{cases} \quad (9.8)$$

здесь b, h — размеры рассматриваемой части сечения, м.

9.2.2.4 Напрягающие элементы, имеющие сцепление с бетоном, в растянутой зоне сечения могут быть учтены при расчете трещиностойкости в пределах расстояния от центра напрягающего элемента не более 150 мм. Это влияние может быть учтено добавлением слагаемого $\xi_1 A'_p \Delta \sigma_p$ в левую часть формул (9.3)–(9.6),

где A'_p — площадь сечения предварительно напрягаемых и постнапрягаемых арматурных элементов в пределах эффективной площади растянутой зоны сечения бетона, окружающего арматуру или напрягающие элементы, $A_{c,eff}$, с высотой $h_{c,eff}$, где $h_{c,eff}$ принимают как меньшее значение $2,5 \cdot (h - d)$; $(h - x) / 3$; $h / 2$ (см. рисунок 9.1);

$\Delta \sigma_p$ — отклонение напряжения в напрягающих элементах от состояния нулевых относительных деформаций в бетоне на том же уровне;

ξ_1 — поправочный коэффициент к прочности сцепления, учитывающий разные диаметры напрягаемой и ненапрягаемой арматуры; определяют по формуле

$$\xi_1 = \sqrt{\xi_b \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}}, \quad (9.9)$$

здесь ξ_b — отношение прочности сцепления бетона с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой; определяют по таблице 9.1;

ϕ_s — наибольший диаметр ненапрягаемой арматуры;

ϕ_p — эквивалентный диаметр напрягаемой арматуры, равный:

для пучков — $1,6 \cdot \sqrt{A_p}$;

для отдельных 7-проволочных канатов — $1,75 \phi_{wire}$;

для отдельных 3-проволочных канатов — $1,20 \phi_{wire}$,

ϕ_{wire} — диаметр проволоки.

Если для ограничения ширины раскрытия трещин используется только напрягаемая арматура, то действует условие $\xi_{b1} = \sqrt{\xi_b}$.

Таблица 9.1 — Отношение прочности сцепления бетона с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой ξ_b

Напрягаемая арматура	Значение отношения ξ_b		
	Предварительно напряженная арматура	Со сцеплением, постнапряженная арматура для бетонов классов прочности	
		C50/60 и ниже	C70/85 и выше
Гладкая проволока	Не применяется	0,3	0,15
Канаты	0,6	0,5	0,25
Профилированная проволока	0,7	0,6	0,3
Стержни периодического профиля	0,8	0,7	0,35
<i>Примечание</i> — Для бетонов промежуточных классов прочности между C50/60 и C70/85 допускается использовать линейную интерполяцию.			

9.2.3 Проверка ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси железобетонного элемента

9.2.3.1 Расчетную ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, w_k определяют по формуле

$$w_k = s_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (9.10)$$

где $s_{r,\max}$ — среднее расстояние между трещинами;

ε_{sm} — средняя относительная деформация арматуры, определяемая для соответствующих сочетаний воздействий, включая эффекты от вынужденных деформаций;

ε_{cm} — средняя относительная деформация бетона на участке между трещинами.

9.2.3.2 Разность средних относительных деформаций $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ определяют по формуле

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (9.11)$$

где σ_s — напряжение в растянутой арматуре, определяемое для сечения с трещиной; для предварительно напряженных элементов σ_s может быть заменено на $\Delta\sigma_p$ — приращение напряжения в напрягающих элементах от состояния нулевых относительных деформаций в бетоне на уровне напрягаемой арматуры (от состояния декомпрессии);

k_t — коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки; принимают равным:

0,6 — при кратковременном действии нагрузки;

0,4 — при длительном действии нагрузки;

$f_{ct,eff}$ — по 9.2.2.3;

$\alpha_e = E_s / E_{cm}$;

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1 A'_p}{A_{c,eff}}, \quad (9.12)$$

здесь $A_{c,eff}$ и A'_p — по 9.2.2.4;

ξ_1 — по формуле (9.9).

Для элементов, трещинообразование которых вызвано действием только вынужденных деформаций, в формуле (9.11) допускается принимать $\sigma_s = \sigma_{sr}$.

Ширину раскрытия трещин w_k для расчетных ситуаций, когда растягивающие напряжения вызваны совместным действием вынужденных деформаций (например, при усадке или действии температуры) и усилий от нагрузок (эффектов воздействий), определяют по формуле (9.10). В данном случае относительные деформации арматуры, рассчитанные для сечения с трещиной от действующих усилий, вызванных нагрузкой, следует суммировать с вынужденными деформациями.

9.2.3.3 При распределении растянутой арматуры в пределах растянутой зоны сечения на расстоянии, не превышающем $5 \cdot (c + \phi / 2)$, максимальное расстояние между трещинами $s_{r,\max}$ определяют по формуле

$$s_{r,\max} = k_{3cr} c + k_{1cr} k_{2cr} k_{4cr} \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}, \quad (9.13)$$

где ϕ — диаметр арматурного стержня. При применении в одном сечении арматурных стержней различных диаметров в расчете следует принимать эквивалентный диаметр ϕ_{eq} . При использовании в одном сечении стержней n_1 диаметром ϕ_1 и стержней n_2 диаметром ϕ_2 эквивалентный диаметр ϕ_{eq} вычисляют по формуле

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}; \quad (9.14)$$

c — толщина защитного слоя бетона для продольной арматуры;

k_{1cr} — коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном, равный:
 для стержней периодического профиля — 0,8;
 для гладкой проволоки — 1,6;

k_{2cr} — коэффициент, учитывающий распределение относительных деформаций по высоте сечения элемента (рисунок 9.2); принимают равным:

при изгибе — 0,5;
 при осевом растяжении — 1,0;
 при внецентренном растяжении:
 если $\varepsilon_1 > \varepsilon_2$, определяют по формуле

$$k_{2cr} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1}; \quad (9.15)$$

если $\varepsilon_2 = 0$, $k_{2cr} = 0,5$.

Принимают коэффициенты: $k_{3cr} = 3,4$; $k_{4cr} = 0,425$.

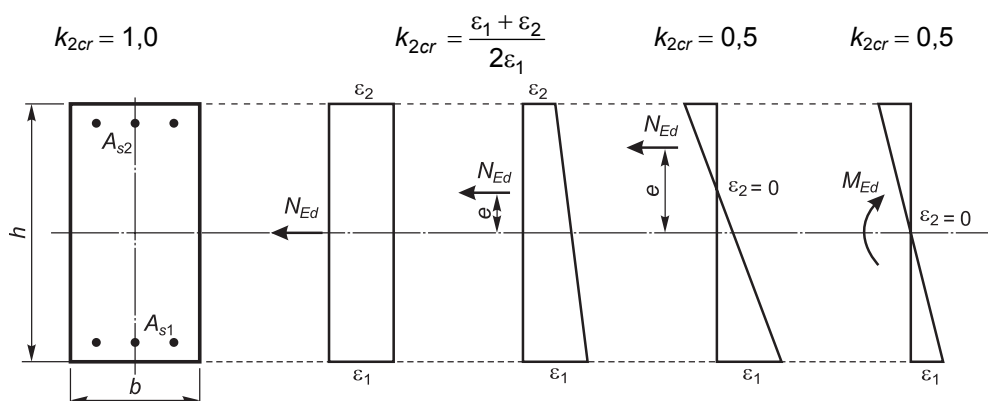


Рисунок 9.2 — Схема для определения коэффициента k_{2cr}

9.2.3.4 Для изгибаемых элементов, расстояние между продольными стержнями которых превышает $5s + \phi$, при расчете ширины раскрытия трещин по формуле (9.10) максимальное расстояние между трещинами $s_{r,max}$ определяют по формуле

$$s_{r,max} = 1,3 \cdot (h - x), \quad (9.16)$$

где h — полная высота сечения элемента;
 x — высота сжатой зоны бетона.

9.2.4 Проверка ширины раскрытия трещин, наклонных к продольной оси железобетонного элемента

Расчетную ширину раскрытия трещин w_k определяют по формуле (9.10) с заменой максимального расстояния между трещинами $s_{r,max}$ на $s_{m\theta}$, рассчитываемое по формуле (9.17).

Для элементов, имеющих ортогональное армирование, в случае, когда образуются трещины наклонные под углом $\theta > 150^\circ$ к продольной оси элемента (направлению продольного армирования, рисунок 9.3), среднее расстояние между наклонными трещинами $s_{m\theta}$ определяют по формуле

$$s_{m\theta} = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{s_{m,x}} + \frac{\cos \theta}{s_{m,y}}}, \quad (9.17)$$

где θ — угол между направлением продольного армирования (продольной осью элемента) и направлением главных сжимающих напряжений; принимают в соответствии с 8.2.3;

$s_{m,x}$ — среднее расстояние между вертикальными трещинами в направлении, параллельном продольной оси элемента, при осевом растяжении; определяют по формуле

$$s_{m,x} = 2 \cdot \left(c_x + \frac{s_x}{10} \right) + 0,25k_{1w} \cdot \frac{\phi_x}{\rho_{l,x}}; \quad (9.18)$$

$s_{m,y}$ — среднее расстояние между горизонтальными трещинами в направлении, перпендикулярном продольной оси элемента, при поперечном растяжении; определяют по формуле

$$s_{m,y} = 2 \cdot \left(c_y + \frac{s_y}{10} \right) + 0,25k_{1w} \cdot \frac{\phi_{sw}}{\rho_{sw}}. \quad (9.19)$$

В формулах (9.18) и (9.19):

ϕ_x, ϕ_{sw} — соответственно диаметры продольных и поперечных арматурных стержней;

c_x, c_y — расстояния от центра тяжести сечения до центров тяжести продольной и поперечной арматуры соответственно;

ρ_{sw} — коэффициент поперечного армирования; определяют по формуле

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s}; \quad (9.20)$$

$\rho_{l,x}$ — коэффициент продольного армирования; определяют по формуле

$$\rho_{l,x} = \frac{A_{s,x}}{A_c}; \quad (9.21)$$

$$k_{1w} = 0,4.$$

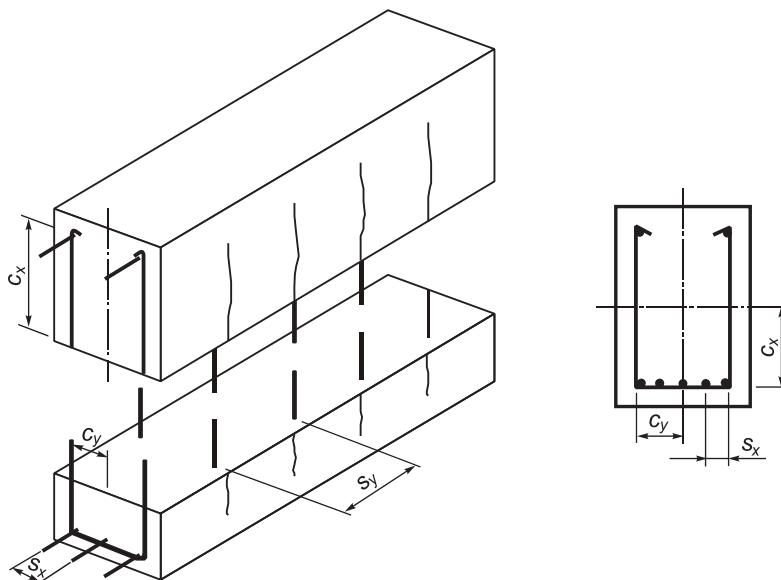


Рисунок 9.3 — Схемы для определения расчетных параметров при вычислении среднего расстояния между наклонными трещинами

9.3 Расчет железобетонных конструкций по деформациям

9.3.1 Общие положения

9.3.1.1 Предельное состояние железобетонных конструкций по деформациям проверяют из условий:

— ограничения соотношения геометрических параметров конструкции (например, отношения эффективного пролета к рабочей высоте сечения элемента конструкции) без дополнительного расчета перемещений;

— непревышения расчетными перемещениями предельно допустимых значений, установленных соответствующими ТНПА: $a_k \leq a_{lim}$,

где a_k — прогиб (перемещение) железобетонной конструкции от расчетного сочетания воздействий, мм;

a_{lim} — предельно допустимый прогиб (перемещение), мм; принимают по соответствующим ТНПА.

9.3.1.2 Прогибы (перемещения) железобетонных конструкций рассчитывают по правилам строительной механики, используя распределения значений продольных деформаций, поперечных деформаций и кривизны от расчетных воздействий и их сочетаний по длине железобетонных конструкций.

9.3.1.3 Кривизну железобетонных элементов принимают равной разности краевых относительных деформаций элемента в сечении, нормальном к продольной оси, деленной на высоту сечения.

9.3.1.4 Для участков железобетонных элементов с трещинами кривизну определяют как разность средних относительных деформаций крайнего сжатого волокна бетона и средних относительных деформаций крайнего растянутого арматурного стержня на этом участке, деленную на расстояние между крайним сжатым волокном бетона и центром тяжести крайнего растянутого арматурного стержня.

9.3.1.5 Средние относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона определяют по относительным деформациям крайнего сжатого волокна бетона в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемента, умноженным на коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций сжатого бетона по длине между трещинами.

9.3.1.6 Средние относительные деформации крайнего растянутого арматурного стержня определяют по относительным деформациям крайнего растянутого арматурного стержня в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемента, умноженным на коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций растянутой арматуры по длине между трещинами.

9.3.1.7 Относительные деформации сжатого бетона и растянутой арматуры в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемента, в общем случае определяют на основании расчета системы уравнений деформационной модели железобетонных конструкций по заданным значениям изгибающего момента и продольной силы от соответствующего сочетания внешних нагрузок согласно 8.1.2.

9.3.1.8 Деформации в сжатом бетоне и растянутой арматуре допускается определять на основании условно-упругого расчета сечения с трещиной, нормального к продольной оси элемента, принимая условно-упругую работу бетона с приведенным модулем упругости и упругую работу арматуры с соответствующим модулем упругости.

9.3.1.9 Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней элемента, определение относительных деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры допускается производить по упрощенной схеме, рассматривая железобетонный элемент в виде сжатого пояса бетона и растянутого пояса арматуры с равномерным распределением напряжений по высоте сжатого и растянутого поясов.

9.3.1.10 Для участков железобетонных элементов без трещин краевые деформации элемента в общем случае определяются на основании деформационной модели железобетонного элемента без трещин. При этом расчет железобетонного элемента допускается производить как сплошного упругого тела с введением дополнительных коэффициентов, учитывающих неупругую работу бетона.

9.3.1.11 При использовании упрощенных методов расчета для определения деформаций железобетонных изгибаемых элементов, работающих с трещинами, окончательное значение проверяемого параметра χ определяют по формуле

$$\chi = \psi_s \chi_{II} - (1 - \psi_s) \cdot \chi_I, \quad (9.22)$$

где χ_I , χ_{II} — соответственно значения анализируемого параметра, в качестве которого могут рассматриваться кривизна, угол поворота или прогиб параметра, определенные для сечения без трещины и с трещиной;

ψ_s — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения относительных деформаций растянутой арматуры на участках между трещинами; в общем случае определяют по формуле (9.32).

9.3.2 Определение прогибов

9.3.2.1 В общем случае прогиб железобетонных конструкций определяют по формуле

$$a_k = a_{k,m} + a_{k,v}, \quad (9.23)$$

где $a_{k,m}$ — прогиб, обусловленный деформациями изгиба; определяют по формулам:

$$a_{k,m} = \int_0^l \bar{M}(x) \cdot \frac{1}{r(x)} \cdot dx; \quad (9.24)$$

$$a_{k,m} = \int_0^l \bar{M}(x) \cdot \frac{M_{Ed}(x)}{B_m(x)} \cdot dx; \quad (9.25)$$

$a_{k,v}$ — прогиб, обусловленный деформациями сдвига; определяют по формулам:

$$a_{k,v} = \int_0^l \bar{V}(x) \cdot \gamma(x) \cdot dx; \quad (9.26)$$

$$a_{k,v} = \int_0^l \bar{V}(x) \cdot \frac{V_{Ed}(x)}{B_v(x)} \cdot dx. \quad (9.27)$$

В формулах (9.24)–(9.27):

$\bar{M}(x)$ — изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении x по длине пролета, для которого определяют прогиб;

$\frac{1}{r(x)}$ — кривизна элемента в сечении x от расчетного сочетания внешних нагрузок, при которых определяют прогиб;

$M_{Ed}(x)$ — изгибающий момент в сечении x от расчетного сочетания внешних нагрузок, при которых определяют прогиб;

$B_m(x)$ — изгибная жесткость железобетонного элемента в сечении x ;

$\bar{V}(x)$ — поперечная сила в сечении x , определяемая от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении x по длине пролета, для которого определяется прогиб;

$\gamma(x)$ — деформация сдвига в сечении x от нагрузки, при которой определяется прогиб;

$V_{Ed}(x)$ — поперечная сила в сечении x от нагрузки, при которой определяется прогиб;

$B_v(x)$ — сдвиговая жесткость железобетонного элемента в сечении x .

9.3.2.2 Для железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у верхней и нижней граней, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, прогиб при изгибе $a(\infty, t_0)$ допускается определять по упрощенной формуле

$$a(\infty, t_0) = \alpha_k \cdot \frac{M_{Ed} l_{eff}^2}{B(50, t_0)}, \quad (9.28)$$

где α_k — коэффициент, учитывающий способ приложения нагрузки и схему опирания элемента;

M_{Ed} — максимальное значение расчетного изгибающего момента при проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности;

$B(50, t_0)$ — изгибная жесткость элемента; определяют при длительном действии нагрузки по формуле (9.40).

9.3.3 Определение кривизны и изгибной жесткости

9.3.3.1 Кривизну $(1/r)_{cr}$ железобетонных элементов (участков элементов) с трещинами, нормальными к продольной оси элемента, определяют по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cr} = \frac{\varepsilon_{cm} + \varepsilon_{sm}}{d}, \quad (9.29)$$

где ε_{cm} — средняя относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона на участке между трещинами; определяют по формуле

$$\varepsilon_{cm} = \psi_c \varepsilon_{cc}, \quad (9.30)$$

здесь ε_{cc} — относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона в сечении с трещиной;

ψ_c — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения относительных деформаций сжатого бетона между трещинами; принимают равным 0,9;

ε_{sm} — средняя относительная деформация крайнего растянутого стержня продольной арматуры на участке между трещинами; определяют по формуле

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s \psi_s, \quad (9.31)$$

здесь ε_s — относительная деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной; в общем случае определяют из решения системы уравнений деформационной расчетной модели сопротивления при действии изгибающего момента и продольной силы в соответствии с 8.1.2;

ψ_s — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения относительных деформаций растянутой арматуры на участках между трещинами; определяют по формуле

$$\psi_s = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2, \quad (9.32)$$

β — коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки; принимают равным:

1,0 — при действии кратковременных нагрузок;

0,5 — при действии длительно действующих и многократно повторяющихся нагрузок;

σ_s — напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, вызванных расчетным сочетанием воздействий;

σ_{sr} — напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, при которых образуются трещины;

d — расстояние между крайним сжатом волокном бетона и крайним растянутым стержнем продольной арматуры.

В формуле (9.32) вместо отношения σ_{sr} / σ_s допускается принимать:

— при осевом растяжении N_{cr} / N_{Ed} ;

— при изгибе M_{cr} / M_{Ed} .

Усилия трещинообразования могут быть определены как для бетонного сечения по формулам:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c, \quad (9.33)$$

$$N_{cr} = f_{ctm} A_c, \quad (9.34)$$

где f_{ctm} — принимают по таблице 6.1.

Расчетное продольное усилие N_{Ed} и изгибающий момент M_{Ed} определяют для соответствующего сочетания воздействий при $\gamma_F = 1,0$.

Для элементов, трещинообразование которых вызвано действием только вынужденных деформаций, в формуле (9.32) принимают $\sigma_s = \sigma_{sr}$.

Относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона ε_{cc} и крайнего растянутого стержня продольной арматуры ε_s в сечении с трещиной в общем случае определяют из решения системы уравнений деформационной расчетной модели сопротивления при действии изгибающего момента, вызванного расчетными усилиями для предельных состояний эксплуатационной пригодности.

Значения ε_{cc} и ε_s определяют по формулам:

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_{cc}}{E_{c,red}}, \quad (9.35)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (9.36)$$

где σ_{cc} — напряжение в крайнем сжатом волокне бетона в сечении с трещиной;

σ_s — напряжение в крайнем растянутом стержне продольной арматуры в сечении с трещиной.

Значения σ_{cc} и σ_s допускается определять из условно-упругого расчета сечения с трещиной, нормального к продольной оси элемента, включающего сжатую зону бетона с приведенным модулем упругости $E_{c,red}$, сжатую и растянутую арматуру с модулем упругости E_s .

Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней сечения, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, значения σ_{cc} и σ_s определяют по формулам:

$$\sigma_{cc} = \frac{M_{Ed}}{A_{cc}z}, \quad (9.37)$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_s z}, \quad (9.38)$$

где A_{cc} — площадь сжатого бетона в сечении с трещиной;

A_s — площадь растянутой арматуры в сечении с трещиной;

z — расстояние между центрами тяжести площади сечений сжатого бетона и растянутой арматуры.

Значения A_{cc} и z допускается определять из расчета изгибаемых элементов по предельным усилиям в сечении, нормальном к продольной оси элемента.

В этом случае кривизну железобетонных элементов $(1/r)_{cr}$ определяют по формуле (9.29), принимая $d = z$.

9.3.3.2 Изгибную жесткость элемента с трещинами $B_{m,cr}$ в общем случае определяют по формуле

$$B_{m,cr} = \frac{M_{Ed}}{(1/r)_{cr}}. \quad (9.39)$$

Допускается изгибную жесткость железобетонного элемента с трещинами $B(50, t_0)$ определять по формуле

$$B(50, t_0) = \frac{E_{c,eff} I_{II}}{1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)}, \quad (9.40)$$

где $E_{c,eff}$ — эффективный модуль упругости бетона; принимают:

при действии кратковременной нагрузки $E_{c,eff} = E_{cm}$;

при действии длительной нагрузки; определяют по формуле

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(50, t_0)}, \quad (9.41)$$

здесь $\varphi(50, t_0)$ — предельное значение коэффициента ползучести бетона; определяют в соответствии с 6.1.4.

I_{II} , I_I — соответственно момент инерции сечения с трещиной и без трещины; определяют с учетом отношения $\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$ по приложению Е.

9.3.3.3 Кривизну железобетонных элементов (участков элементов), работающих без трещин, определяют по формуле

$$\left(\frac{1}{r} \right) = \frac{\varepsilon_{c1} + \varepsilon_{c2}}{h}, \quad (9.42)$$

где ε_{c1} — относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона;

ε_{c2} — относительная деформация крайнего растянутого (менее сжатого) волокна бетона;

h — расстояние между крайними волокнами бетона в сечении.

Относительные деформации крайних волокон сечения ε_{c1} и ε_{c2} в общем случае определяют по деформационной расчетной модели сопротивления для железобетонного элемента, работающего без трещин.

Изгибную жесткость железобетонного элемента без трещин $B(50, t_0)$ определяют по формуле (9.40), принимая: $I_{II} = I_I$; $E_{c,eff}$ — согласно 9.3.3.2; $(1/r)$ — по формуле (9.43):

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{M_{Ed}}{B_m(50, t_0)}. \quad (9.43)$$

9.3.3.4 Дополнительную кривизну от неравномерной усадки бетона $(1/r)_{cs}$ определяют по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = \frac{\varepsilon_{cs,\infty} \alpha_e S}{I}, \quad (9.44)$$

где $\varepsilon_{cs,\infty}$ — предельное значение усадки бетона; определяют в соответствии с 6.1.4;

α_e — согласно 9.3.3.2;

S — статический момент арматуры относительно центра тяжести сечения;

I — момент инерции сечения;

При расчете кривизны от неравномерной усадки бетона для элементов с трещинами значения S и I определяют дважды: для сечения без трещины и сечения с трещиной.

Окончательное значение кривизны $(1/r)_{cs}$ в данном случае определяют по формуле (9.22).

9.3.4 Определение деформации сдвига и сдвиговой жесткости

9.3.4.1 Сдвиговую жесткость $B_v(x)$ определяют по формуле

$$B_v(x) = \frac{2}{3} \varphi_{cr}(x) \cdot G_c b h, \quad (9.45)$$

где G_c — модуль сдвига бетона; принимают равным $0,4E_{cm}$;

$\varphi_{cr}(x)$ — коэффициент, учитывающий влияние трещин на деформацию сдвига.

9.3.4.2 Деформацию сдвига $\gamma_v(x)$ определяют по формуле

$$\gamma_v(x) = \frac{V_{Ed}(x)}{B_v(x)}, \quad (9.46)$$

где $V_{Ed}(x)$ — расчетная поперечная сила в сечении x ;

$B_v(x)$ — сдвиговая жесткость в сечении x .

9.4 Ограничение напряжений

9.4.1 Величину сжимающих напряжений в бетоне следует ограничивать для исключения образования продольных трещин, микротрещин, чрезмерных деформаций ползучести, отрицательно (неблагоприятно) влияющих на показатели эксплуатационной пригодности конструкций.

9.4.2 Образование продольных трещин, приводящих к снижению долговечности конструкции, исключают дополнительными мерами при конструировании (например, увеличением толщины защитного слоя бетона, применением косвенного армирования). Если данные меры невозможно реализовать, ограничивают величину сжимающих напряжений в бетоне до значения $0,6f_{ck}$ для классов экспозиции XD, XF.

Значения сжимающих напряжений в бетоне определяют при редком (характеристическом) сочетании воздействий в соответствии с СН 2.01.01.

9.4.3 Если сжимающие напряжения в бетоне σ_{cc} , определенные при практически постоянном сочетании воздействий в соответствии с СН 2.01.01 не превышают $0,45f_{ck}$, в расчетах рассматривают линейную модель ползучести. При $\sigma_{cc} \geq 0,45f_{ck}$ следует применять нелинейную модель ползучести.

9.4.4 Для исключения развития неупругих деформаций растягивающие напряжения в арматуре при действии редкого (характеристического) сочетания нагрузок не должны превышать $0,8f_{yk}$. В случае если растягивающие напряжения вызваны вынужденными деформациями, их величина не должна превышать $0,95f_{yk}$. Средние значения напряжений в напрягающих элементах (стержнях, проволоках, канатах) не должны превышать $0,75f_{pk}$.

10 Проверка живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях

10.1 В соответствии с требованиями СН 2.01.01 здания и сооружения должны быть защищены от прогрессирующего обрушения в случае локального разрушения несущих элементов конструкций в результате возникновения особых расчетных ситуаций при особых воздействиях, не предусмотренных условиями нормальной эксплуатации зданий.

В случае реализации особых воздействий допускаются локальные разрушения отдельных вертикальных несущих элементов в пределах одного этажа, но эти первоначальные разрушения не должны приводить к обрушению значительной части или разрушению конструкций в целом, на которые передается нагрузка, ранее воспринимавшаяся элементами, поврежденными в результате особых воздействий.

10.2 При проектировании новых и реконструкции зданий в общем случае учитывают следующие особые воздействия:

- нагрузки, характеризующиеся давлением на внешние и внутренние поверхности зданий и их отдельные конструктивные элементы (например, взрывы, давление ветра и другие опасные метеорологические явления);

- нагрузки, вызванные ударом (например, ударные воздействия от транспортных средств на элементы конструкции, ракеты, попадание осколков и т. д.);

- вибрационные воздействия в процессе сноса;

- вынужденные деформации конструктивной системы в целом или отдельных конструктивных элементов (при пожарах, осадке опор при образовании карстовых воронок и провалов в основаниях зданий и т. д.).

10.3 Здания и сооружения проектируют с условием, чтобы их конструктивная система имела минимально необходимый уровень несущей способности, неразрезности, пластической деформативности для предотвращения прогрессирующего (непропорционального по отношению к начальной причине) обрушения, что достигается путем:

- реализации требований по компоновке конструктивной системы, объемно-планировочных решений здания, а также его расположения на генплане;

- разработки интегрированной системы горизонтальных и вертикальных связей, обеспечивающих восприятие и перераспределение усилий в поврежденной системе согласно ТКП EN 1991-1-7;

- изменения направлений пролетов в плитах перекрытий;

- проектирования резервных конструктивных элементов в системе;

- учета мембранных усилий, возникающих в плитах и балках перекрытий, и балочных эффектов в стенах.

10.4 Особые воздействия учитывают при проектировании конструктивных систем в зависимости от следующих факторов:

- вероятности появления инициирующего аномального события и соответствующего особого воздействия;

- уровня последствий в результате повреждения и (или) разрушения конструкции;

- уровня защитных мер, применяемых для предотвращения или снижения угроз при появлении особого события;

- назначенного уровня допустимого риска.

На практике появление особого воздействия и последствия его реализации связывают с соответствующим уровнем риска. Если этот уровень риска не может рассматриваться как допустимый, необходимо принять дополнительные защитные меры. Вместе с тем следует принимать во внимание, что нулевой уровень риска в большинстве практических случаев обеспечить невозможно. Уровень остаточного риска (после введения дополнительных защитных мер) следует определять с учетом стоимости дополнительных мер безопасности, экономического ущерба и потенциального количества людей, которые могут пострадать в результате катастрофы.

10.5 При проверках конструктивной системы в особой расчетной ситуации допускается локализованное разрушение (повреждение) отдельных конструктивных элементов или некоторой части конструктивной системы при условии, что это не приведет к опасности непропорционального обрушения всей конструктивной системы и ее несущая способность сохраняется в течение назначенного (установленного) периода времени, необходимого для принятия мер для предотвращения последствий аварии. Для зданий такие меры включают безопасную эвакуацию людей из его помещений и пристроек, а также прилегающей к зданию территории. Для зданий, в которых осуществляется хранение

опасных материалов, и государственных зданий, связанных с вопросами национальной безопасности, следует устанавливать дополнительные требования по величине минимального периода времени, в течение которого должна быть обеспечена живучесть конструктивной системы после наступления особого события.

10.6 Меры по контролю рисков особых воздействий могут включать одну или более из следующих основных стратегий:

— предотвращение или снижение до приемлемого уровня вероятности появления и (или) интенсивности особого воздействия;

— защита конструктивной системы от эффектов особого воздействия путем снижения особых нагрузок, действующих на конструктивные элементы, при устройстве защитных экранов, оболочек, барьеров безопасности и т. д.;

— обеспечение необходимой минимальной живучести конструктивной системы с учетом выполнения одного или более из следующих действий:

а) проектирование выявленных ключевых элементов конструктивной системы из условия восприятия особых нагрузок;

б) проектирование конструктивной системы с включением элементов, имеющих высокую деформативность и способных сопротивляться при больших деформациях без хрупкого разрушения;

в) проектирование резервных (альтернативных) путей передачи нагрузок и усилий после модификации конструктивной системы (в поврежденном состоянии) в результате наступления особого события.

10.7 Особые воздействия следует включать в расчетные сочетания с другими воздействиями (постоянными и переменными), воспринимаемыми конструктивной системой в особой расчетной ситуации, в соответствии с требованиями ТКП EN 1991-1-7 и как приведено в приложении Ж настоящих строительных правил.

Следует рассматривать особую расчетную ситуацию для модифицированной конструктивной системы после наступления особого события. В этом случае особое воздействие не включают в расчетные сочетания нагрузок, применяемые при проверке модифицированной конструктивной системы по прочности.

10.8 Проверки предельных состояний живучести выполняют, как приведено в приложении Ж.

11 Требования к конструированию

11.1 Общие требования для бетонных конструкций

11.1.1 Арматура в бетонных конструкциях может полностью отсутствовать или устанавливаться для восприятия внутренних усилий от усадки, изменения температур и других вынужденных деформаций исходя из конструктивных требований согласно 11.1.2.

11.1.2 В бетонных конструкциях предусматривают конструктивное армирование:

— в местах резкого изменения размеров сечений элементов;

— в местах изменения высоты стен (на участке длиной менее 1 м);

— в бетонных стенах над и под проемами каждого этажа;

— в конструкциях, подверженных воздействию динамической нагрузки;

— для внецентренно-сжатых элементов вдоль менее напряженной грани, если напряжения, определенные как для упругого тела, составляют $0,8f_{cd}$ и более, наименьшее — 1 Н/мм^2 и менее; при этом коэффициент армирования ρ_l должен быть не менее 0,025 %.

11.1.3 Арматуру размещают в сечении, по возможности равномерно с толщиной защитного слоя бетона в соответствии с требованиями 6.3.4 и таблицами 6.10–6.12.

11.1.4 Минимальные размеры поперечного сечения бетонных элементов определяют из условий:

— опирания и примыкания соседних элементов;

— качественного уплотнения бетонной смеси (размера зерен крупного заполнителя, рабочей части глубинного вибратора и др.);

— предельно допустимой гибкости $l_0 / i < 90$, где l_0 — расчетная длина элемента; i — радиус инерции сечения элемента.

11.2 Общие требования для железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой

11.2.1 Ограничения по площади сечения арматуры

11.2.1.1 Наибольшее содержание (в процентах от площади сечения) растянутой или сжатой арматуры в сечении вне зон расположения соединений внахлест не должно превышать 5 % в колоннах и 4 % в других видах железобетонных конструкций.

В пределах длины нахлеста наибольшее содержание (в процентах от площади сечения) растянутой или сжатой арматуры не должно превышать 10 % в колоннах и 8 % в других видах железобетонных конструкций.

11.2.1.2 Площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах принимают не менее приведенной в таблице 11.1.

Таблица 11.1 — Минимальная площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах с ненапрягаемой арматурой

Условия работы арматуры	$\rho_{\min}^*$, % от площади сечения бетона
Арматура S_1 — в изгибаемых и внецентренно-растянутых элементах при расположении продольной силы за пределами рабочей высоты сечения	$26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}},$ но не менее 0,13
Арматура S_1 и S_2 — во внецентренно-растянутых элементах при расположении продольной силы между арматурой S_1 и S_2	
Арматура S_1 и S_2 — во внецентренно-сжатых элементах	$\frac{5N_{Ed}}{f_{yd}bd},$ но не менее ρ_λ, где $\rho_\lambda = \frac{27 + \frac{l_0}{i}}{440},$ но не менее 0,10 и не более 0,25
* $\rho_{\min}$ — минимальный коэффициент армирования.	
Примечания 1 Минимальная площадь сечения арматуры, приведенная в настоящей таблице, относится к площади сечения бетона, равной произведению ширины b сечения элемента на уровне центра тяжести арматуры S_1 (для элементов таврового и двутаврового сечений — ширины стенки b_w) на рабочую высоту сечения d. 2 При равномерном расположении арматуры по контуру сечения принимают $d = h$. 3 В центрально-сжатых и центрально-растянутых элементах минимальную площадь сечения всей продольной арматуры следует принимать в 2 раза большей, чем указано в таблице, и относить к полной площади сечения бетона.	

11.2.1.3 При не выполнении требований 11.2.1.2 к элементу применяют требования, как для бетонных конструкций в соответствии с 11.1.

11.2.1.4 Требования таблицы 11.1 не распространяются на армирование, определенное расчетом по прочности в стадии изготовления конструкции.

11.2.1.5 Площадь сечения поперечной арматуры должна удовлетворять условию

$$\rho_{swi} = \frac{A_{swi}}{s_w b} \geq \rho_{sw, \min}, \quad (11.1)$$

где $\rho_{sw, \min}$ — определяют по формуле

$$\rho_{sw, \min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}. \quad (11.2)$$

11.2.2 Минимальные размеры поперечного сечения

Минимальные размеры поперечного сечения назначают с учетом действующих усилий, требований технологического характера (защитного слоя бетона, расположения арматуры, способа изготовления и т. д.), обеспечивающих надежность и долговечность конструкции, и с учетом экономических факторов.

11.2.3 Размещение арматуры в сечении

11.2.3.1 Расстояние в свету между стержнями продольной арматуры должно быть установлено с условием, чтобы обеспечивались совместная работа бетона и арматуры, качественная укладка и уплотнение бетонной смеси.

11.2.3.2 Наибольшее расстояние между осями стержней продольной арматуры должно быть установлено с условием, чтобы обеспечивалось эффективное включение в работу бетона, равномерное распределение напряжений и деформаций по сечению элемента, ограничение ширины раскрытия трещин между стержнями арматуры.

11.2.3.3 Расстояние между стержнями поперечной арматуры должно быть установлено с условием, чтобы обеспечивалось включение в работу арматуры при образовании и развитии наклонных трещин, а также закрепление продольной сжатой арматуры от выпучивания.

11.2.4 Анкеровка продольной арматуры

11.2.4.1 Арматурные стержни, проволоки или сварные сетки из арматурной стали заанкеривают с условием, чтобы силы сцепления безопасно передавались на бетон, исключая образование продольных трещин и раскалывание. При необходимости следует предусматривать поперечную арматуру.

Продольные стержни растянутой и сжатой арматуры должны быть заведены за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором они используются с полным расчетным сопротивлением на расчетную длину анкеровки l_{bd} , определяемую согласно 11.2.7.

11.2.4.2 Схемы анкеровки арматуры (крюки, лапки и петли на концах стержней и отгибы) приведены на рисунке 11.1.

Минимальный диаметр оправки, вокруг которой изгибается стержень, следует принимать таким, чтобы избежать трещин от изгиба в стержне и исключить разрушение бетона внутри зоны загиба стержня. Во избежание повреждения арматуры диаметр оправки, вокруг которой загибается стержень, должен быть не менее 4ϕ арматуры при $\phi \geq 16$ мм и не менее 7ϕ арматуры при $\phi > 16$ мм.

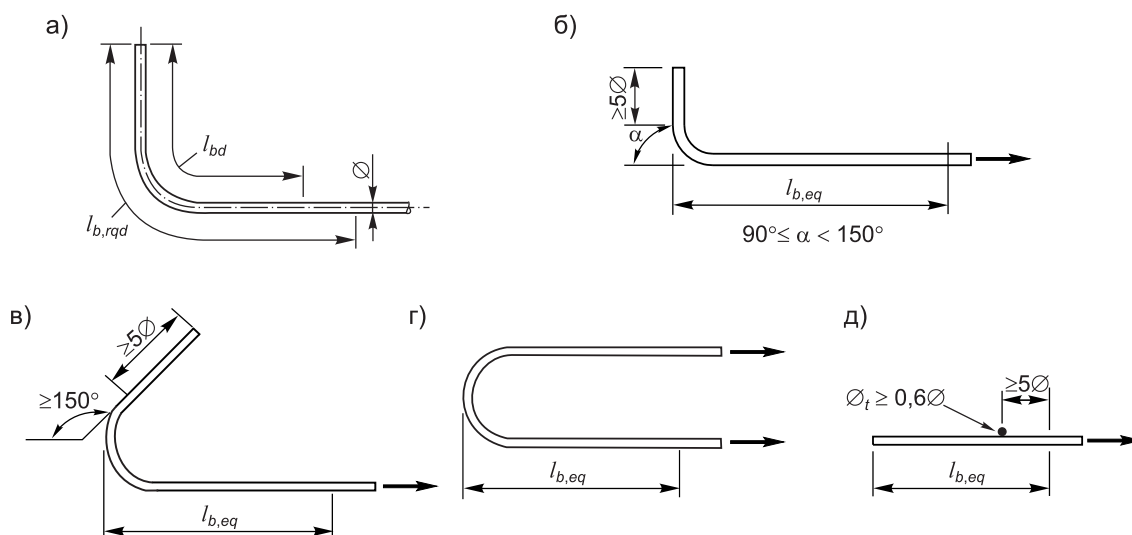


Рисунок 11.1 — Схемы к определению длины анкеровки арматуры, отличающейся от анкеровки прямого стержня:

а — требуемая базовая длина анкеровки при растяжении l_{bd}

для любого очертания, измеренная вдоль средней линии;

б — эквивалентная длина анкеровки для стандартных загибов;

в — эквивалентная длина анкеровки для стандартных крюков;

г — эквивалентная длина анкеровки для стандартных петель;

д — эквивалентная длина анкеровки для приваренного поперечного стержня

11.2.5 Предельные напряжения сцепления

Расчетное значение предельного напряжения сцепления для стержней периодического профиля рассчитывают по формуле

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd}, \quad (11.3)$$

где f_{ctd} — расчетное сопротивление бетона растяжению. Для бетонов с $f_{ck} \geq 60$ Н/мм² при расчете по данной формуле расчетное сопротивление f_{ctd} принимают как для бетонов с $f_{ck} = 60$ Н/мм²;

η_1 — коэффициент, учитывающий влияние условий сцепления и положение стержней при бетонировании; $\eta_1 = 0,7$, за исключением случаев, показанных на рисунке 11.2;

η_2 — коэффициент, учитывающий влияние диаметра стержня арматуры:

- при $\phi \leq 32$ мм $\eta_2 = 1,0$;
- при $\phi > 32$ мм $\eta_2 = (132 - \phi) / 100$.

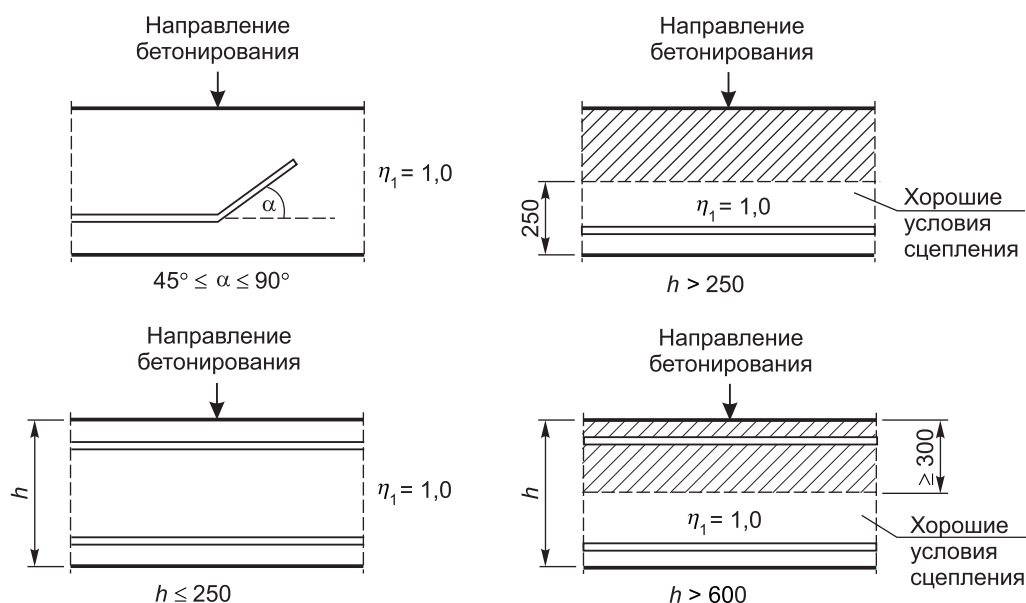


Рисунок 11.2 — Схемы расположения рабочих стержней в зависимости от направления бетонирования ($\eta_1 = 1,0$)

11.2.6 Базовая длина анкеровки

Требуемую базовую длину анкеровки $l_{b,rqd}$ для анкеровки усилия $A_s\sigma_{sd}$ в прямом стержне, при допущении постоянного напряжения сцепления f_{bd} , определяют по формуле

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}, \quad (11.4)$$

где σ_{sd} — расчетное напряжение стержня в месте (сечении), от которого измеряется длина анкеровки;

f_{bd} — по 11.2.5.

Для загнутых стержней требуемую базовую длину анкеровки $l_{b,rqd}$ и расчетную длину анкеровки l_{bd} измеряют вдоль средней линии стержня (рисунок 11.1 а)).

Для сварных сеток из спаренных стержней или проволок в формуле (11.4) диаметр ϕ заменяют эквивалентным диаметром $\phi_n = \phi \cdot \sqrt{2}$.

11.2.7 Расчетная длина анкеровки

Расчетную длину анкеровки l_{bd} определяют по формуле

$$l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5l_{b,rqd} \geq l_{b,min}, \quad (11.5)$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ — коэффициенты, приведенные в таблице 11.2:

- α_1 — для учета влияния формы стержней при достаточном защитном слое бетона (рисунок 11.3);

- α_2 — для учета влияния минимальной толщины защитного слоя бетона (см. рисунок 11.3);
- α_3 — для учета влияния поперечной арматуры;
- α_4 — для учета влияния одного или нескольких приваренных поперечных стержней ($\phi_t > 0,6\phi$) вдоль расчетной длины анкеровки l_{bd} ;
- α_5 — для учета влияния поперечного давления в плоскости раскалывания вдоль расчетной длины анкеровки;

$$\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \geq 0,7; \quad (11.6)$$

$l_{b,rqd}$ — по формуле (11.4);

$l_{b,min}$ — минимальная длина анкеровки при отсутствии других ограничений; принимают из условий:

— для анкеровки при растяжении

$$l_{b,min} \geq \max [0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ мм}]; \quad (11.7)$$

— для анкеровки при сжатии

$$l_{b,min} \geq \max [0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ мм}]. \quad (11.8)$$

Таблица 11.2 — Значения коэффициентов α_1 , α_2 , α_3 , α_4 , α_5

Параметры	Положение арматурных стержней	Условия анкеровки	
		при растяжении	при сжатии
Форма стержней	Линейные стержни (рисунок 11.3 а))	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Стержни, отличные от линейных (рисунок 11.3 б), в))	$\alpha_1 = 0,7$, если $c_d > 3\phi$, в противном случае $\alpha_1 = 1,0$ (см. рисунок 11.2 для c_d)	$\alpha_1 = 1,0$
Защитный слой бетона c_d , мм	Линейные стержни (рисунок 11.3 а))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c_d - \phi) / \phi$, но $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Стержни, отличные от линейных (рисунок 11.3 б), в))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c_d - 3\phi) / \phi$, но $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$	
Наличие поперечной арматуры, не приваренной к рабочей арматуре	Все виды стержней	$\alpha_3 = 1 - k\lambda$	$\alpha_3 = 1,0$
Наличие поперечной арматуры, приваренной к рабочей арматуре	Все виды стержней (рисунок 11.4)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Наличие поперечного давления p , МПа	Все виды стержней (рисунок 11.4)	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$, но $0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0$	$\alpha_5 = 1,0$

Примечание — Обозначения, принятые в таблице:

$$\lambda = (\sum A_{st} - \sum A_{st,min}) / A_s;$$

где $\sum A_{st}$ — площадь сечения поперечной арматуры вдоль расчетной длины анкеровки l_{bd} ;

$\sum A_{st,min}$ — площадь сечения минимальной поперечной арматуры, равная: $0,25A_s$ — для балок и 0 — для плит;

A_s — площадь отдельного заанкеренного стержня максимального диаметра;

k — коэффициент (рисунок 11.4);

P — поперечное давление, МПа, в предельном состоянии несущей способности вдоль l_{bd} .

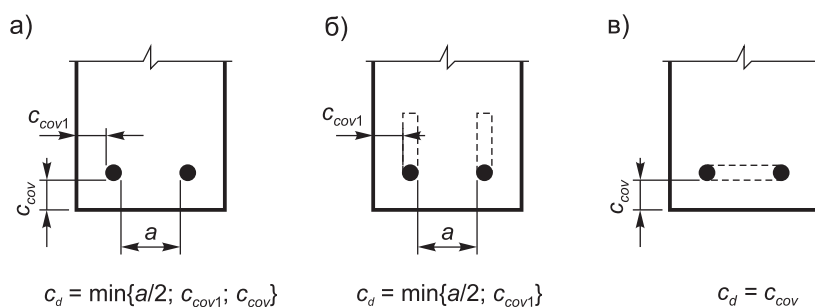


Рисунок 11.3 — Схемы для определения расчетной толщины защитного слоя бетона c_d :

- а — для линейных стержней;
 б — для отогнутых стержней, крюков;
 в — для петель

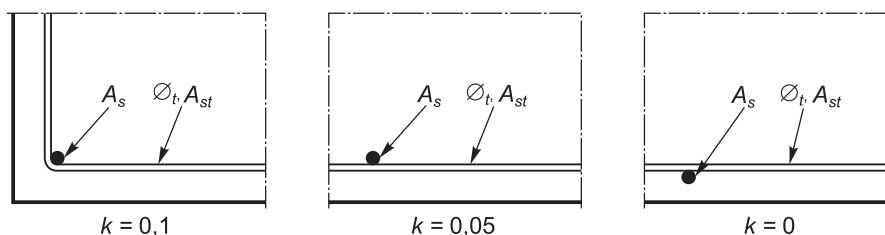


Рисунок 11.4 — Значения коэффициентов k для балок и плит

11.2.8 Общие требования для соединения стержней арматуры и арматурных изделий

Рабочие стержни арматуры и арматурные изделия проектируют цельными на всю длину или ширину элемента. Если это невозможно, предусматривают их соединение по длине или ширине элемента.

Для соединения стержней арматуры и арматурных изделий применяют один из следующих типов стыков:

- а) стыки без сварки (внахлест):
- с прямыми концами стержней;
 - с прямыми концами стержней с приваркой или установкой на длине нахлеста поперечных стержней;
 - с загибами на концах (крюки, лапки, петли);
- б) сварные и механические стыки:
- со сваркой арматуры;
 - с применением специальных механических устройств (стыки с опрессованными муфтами, резьбовыми муфтами и др.)

11.2.9 Соединение стержней арматуры и арматурных изделий без сварки (внахлест)

11.2.9.1 Соединение стержней арматуры без сварки (внахлест) осуществляют с условием, чтобы при назначенной длине нахлеста была обеспечена передача расчетных усилий от одного стыкуемого стержня к другому. При назначении длины нахлеста учитывают условия анкеровки стержней в бетоне, относительное количество стыкуемых в одном сечении стержней, наличие поперечных стержней, расстояние между стыкуемыми стержнями и т. д.

11.2.9.2 В соединениях внахлест стержни должны быть установлены со смещением, не должны размещаться в зонах с большими моментами или силами (например, в местах пластических шарниров); в любом сечении должны быть расположены симметрично.

11.2.9.3 Расположение соединенных внахлест стержней должно соответствовать следующим требованиям в соответствии с рисунком 11.5:

- расстояние в свету между стержнями, соединенными внахлест, не должно быть более 4ϕ или 50 мм, в противном случае длина нахлеста должна быть увеличена на длину, равную расстоянию в свету в местах, где оно превышает 4ϕ или 50 мм;
- продольное расстояние между двумя соседними стержнями, соединенными внахлест, должно быть не менее 0,3-кратной длины нахлеста l_0 ;
- при смежных (расположенных рядом) соединениях внахлест расстояние в свету между ними должно быть не менее 2ϕ или 20 мм.

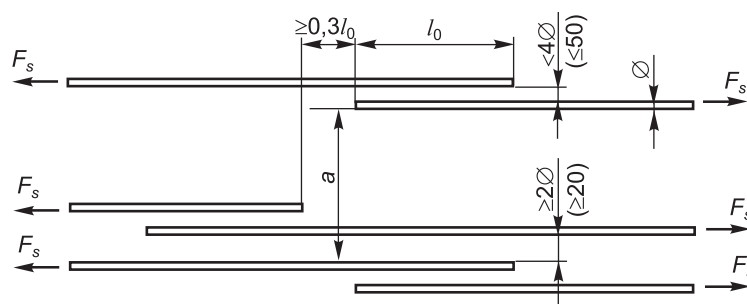


Рисунок 11.5 — Схема расположения соединенных внахлест стержней

11.2.9.4 При выполнении требований 11.2.9.3 допустимый процент растянутых стержней, соединяемых внахлест, может быть 100 %, если все стержни находятся в одном слое. Для стержней, располагаемых в несколько слоев, процент снижают до 50 %.

Допускается соединение внахлест всех сжатых стержней и вторичной (распределительной) арматуры в одном сечении.

11.2.9.5 Расчетную длину нахлеста l_0 определяют по формуле

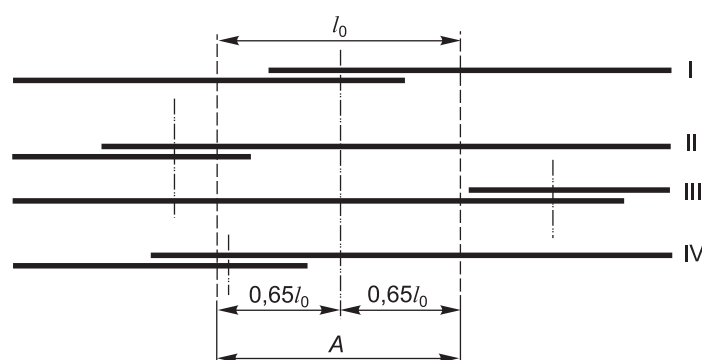
$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b, reqd} \geq l_{0, min}, \quad (11.9)$$

где $l_{b, reqd}$ — по формуле (11.4);

$$l_{0, min} \geq \max \{0,3\alpha_6 l_{b, reqd}; 15\phi; 200 \text{ мм}\}; \quad (11.10)$$

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ и α_5 — принимают по таблице 11.2; при этом для расчета α_3 суммарное минимальное армирование $\sum A_{st, min}$ должно быть принято равным $1,0 A_s \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}}$, где A_s — площадь сечения одного стержня, соединяемого внахлест;

$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_l}{25}}$, но не более 1,5 и не менее 1,0 (где ρ_l — процент арматуры, соединяемой внахлест, в пределах $0,65l_0$ от середины рассматриваемой длины нахлеста (рисунок 11.6)).



A — рассматриваемое сечение

Примечание — Стержни II и III находятся за пределами рассматриваемого отрезка (процент стержней, соединяемых внахлест — 50 %, $\alpha_6 = 1,4$).

Рисунок 11.6 — Схема стержней, соединяемых внахлест в одном сечении

11.2.9.6 В зоне соединения растянутых стержней устанавливают поперечную арматуру для восприятия поперечных растягивающих усилий.

Если диаметр соединяемых внахлест стержней менее 20 мм или процент соединяемых внахлест стержней в любом сечении менее 25 %, то любая поперечная арматура или хомуты, устанавливаемые исходя из других требований, могут считаться достаточными для восприятия поперечных растягивающих усилий без какого-либо дальнейшего расчетного подтверждения.

Если диаметр соединяемых внахлест стержней более или равен 20 мм, то общая площадь сечения поперечной арматуры $\sum A_{st}$ (сумма всех стержней, которые расположены параллельно слою соединяемых внахлест стержней) не должна быть менее, чем площадь сечения одного соединяемого внахлест стержня A_s : $\sum A_{st} \geq 1,0A_s$. Поперечный стержень располагают перпендикулярно направлению соединяемой внахлест арматуры согласно рисунку 11.7.

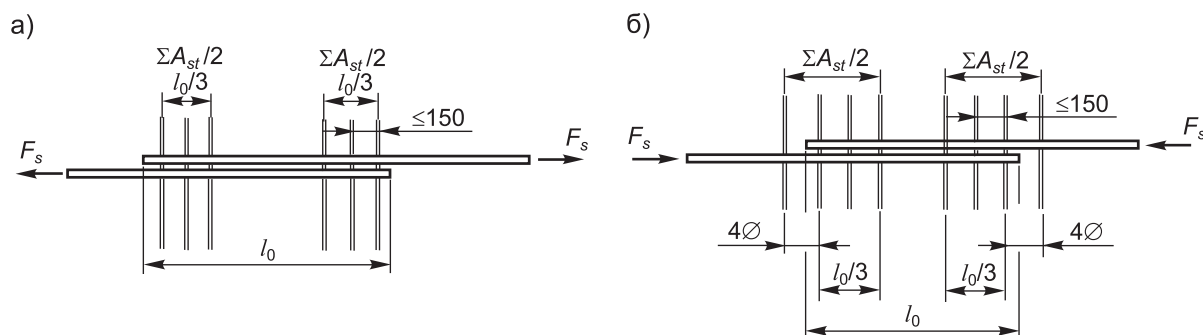


Рисунок 11.7 — Схемы соединений внахлест для поперечной арматуры:

а — стержни растянуты;

б — стержни сжаты

Если в одном сечении соединяются внахлест более 50 % арматуры и расстояние a (см. рисунок 11.5) между соседними соединениями внахлест в сечении менее или равно 10ϕ , поперечную арматуру выполняют в виде хомутов или U-образных стержней, заанкеренных в теле бетона и расположенных на внешних сечениях соединения внахлест (см. рисунок 11.7 а)).

11.2.9.7 В зоне соединения внахлест сжатых стержней дополнительно к правилам, приведенным в 11.2.9.5 для растянутых стержней, один стержень поперечной арматуры должен быть расположен вне соединения на каждом конце длины нахлеста, внутри расстояния 4ϕ от конца длины нахлеста (см. рисунок 11.7 б)).

11.2.9.8 Соединения внахлест главной арматуры сварных сеток из проволоки периодического профиля могут быть выполнены путем переплетения или наложения сеток (рисунок 11.8).

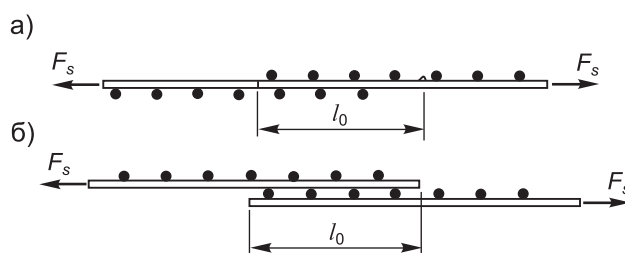


Рисунок 11.8 — Схемы соединений внахлест для сварной сетки:

а — переплетаемой;

б — настилаваемой

При применении переплетаемых сеток расположение соединений внахлест главных продольных стержней должно соответствовать 11.2.9.2 и 11.2.9.4.

При применении настилаемых сеток соединения внахлест главной арматуры должны быть расположены в зонах, где рассчитанное напряжение в арматуре в предельном состоянии несущей способности составляет не более 80 % расчетного сопротивления арматуры.

Если напряжение в арматуре в предельном состоянии несущей способности превышает 80 % расчетного сопротивления арматуры, полезную высоту сечения арматуры при расчете сопротивления изгибу принимают для слоя арматуры, который далее всего расположен от крайней растянутой грани сечения.

Процент главной арматуры, соединяемой внахлест в любом сечении, должен отвечать следующим условиям:

— для переплетаемых сеток применяют значения, определяемые по 11.2.9.5;

— для наплаиваемых сеток допустимый процент главной арматуры, которая может быть соединена внахлест в любом сечении, зависит от условной площади сечения сварных сеток $(A_s / s)_{prov}$, где s — расстояние между проволоками (стержнями) в сетке:

100 % — при $(A_s / s)_{prov} \leq 1200 \text{ мм}^2/\text{м}$;

60 % — при $(A_s / s)_{prov} > 1200 \text{ мм}^2/\text{м}$.

Соединения перекрывающихся в отдельных слоях сеток следует располагать в шахматном порядке на расстоянии не менее $1,3l_0$ (где l_0 — согласно 11.2.9.5).

Установка в зоне нахлеста дополнительной поперечной арматуры не требуется.

11.2.10 Соединение вспомогательной или распределительной арматуры внахлест

11.2.10.1 Соединение внахлест вспомогательной или распределительной арматуры сварных сеток из проволоки периодического профиля может быть выполнено в одном и том же месте.

Минимальные значения длины нахлеста приведены в таблице 11.3; в пределах длины нахлеста двух стержней вспомогательной арматуры должно находиться не менее двух стержней главной арматуры.

Таблица 11.3 — Требуемая длина нахлеста для дополнительной арматуры сеток

В миллиметрах

Диаметр проволок или дополнительной арматуры	Длина нахлеста l_0
До 6 включ.	≥ 150 ; не менее одного шага проволоки в пределах длины нахлеста
Св. 6 до 8,5 включ.	≥ 250 ; не менее двух шагов проволоки
Св. 8,5 до 12 включ.	≥ 350 ; не менее двух шагов проволоки

11.2.10.2 Для стержней диаметром более 32 мм дополнительно к правилам, приведенным в 11.2.4.1–11.2.10.1, выполняют следующие требования:

— трещиностойкость может быть обеспечена путем применения дополнительной поверхностной арматуры или расчетов согласно 9.2.3;

— стержни следует анкерить с помощью анкерных устройств. В качестве альтернативы они могут быть заанкерены как прямые стержни, но хомуты должны быть установлены как усиливающее (косвенное) армирование;

— стержни, как правило, не соединяют внахлест. Исключением являются сечения с минимальным размером 1 м или случаи, когда напряжение в арматуре составляет не более 80 % от расчетного сопротивления арматуры;

— поперечная арматура, устанавливаемая дополнительно к арматуре для восприятия поперечной силы, должна быть установлена в зонах анкерования, в которых отсутствует поперечное сжатие;

— при анкеровке прямых стержней (рисунок 11.9) площадь дополнительной поперечной арматуры должна быть не менее:

— в направлении, параллельном растянутой грани,

$$A_{sh} = 0,25A_s n_1; \quad (11.11)$$

— в направлении, перпендикулярном растянутой грани,

$$A_{sv} = 0,25A_s n_2, \quad (11.12)$$

где A_s — площадь сечения анкеруемого стержня;

n_1 — количество слоев со стержнями, заанкеренными в этом же сечении элемента;

n_2 — количество стержней, заанкеренных в каждом слое арматуры.

Дополнительную поперечную арматуру равномерно распределяют в зоне анкерования, при этом расстояния между стержнями не должны превышать пятикратный диаметр продольной арматуры.

Площадь сечения поверхностной арматуры должна быть не менее $0,01A_{ct,ext}$ в направлении, перпендикулярном стержням большого диаметра, и не менее $0,02A_{ct,ext}$ — в направлении, параллельном этим стержням (где $A_{ct,ext}$ — площадь растянутого бетона за пределами хомутов).

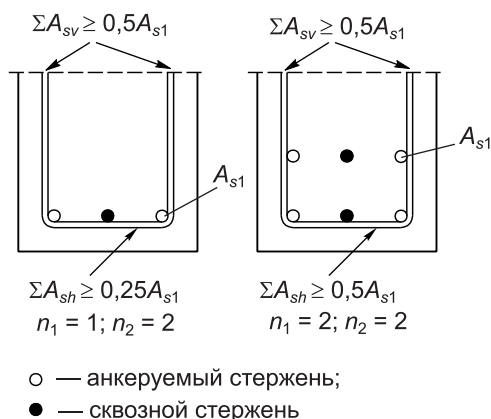


Рисунок 11.9 — Установка дополнительной арматуры для анкерки стержней большого диаметра при отсутствии поперечного сжатия

11.2.11 Сварные соединения арматуры и закладных изделий

11.2.11.1 При проектировании сварных соединений следует руководствоваться требованиями ТНПА, учитывающими свариваемость металла, наличие технологического оборудования, возможность контроля качества соединения, вид и способ приложения нагрузки.

11.2.11.2 Способы сварки арматурных стержней применяют в соответствии с таблицей 11.4, требования по свариваемости — в соответствии с СТБ EN 10080.

Все сварочные работы следует выполнять в соответствии с СТБ EN ISO 17660-1, СТБ EN ISO 17660-2.

Таблица 11.4 — Допустимые способы сварки арматурных стержней и примеры применения

Вид нагрузки	Способ сварки	Арматурные стержни ¹⁾	
		растянутые	сжатые
Преимущественно статическая	Стыковая сварка с оплавлением	Стыковое соединение	
	Ручная дуговая сварка и дуговая сварка металлическим электродом	Стыковое соединение $\phi \geq 20$ мм; стыковое соединение с накладкой; соединение внахлест; крестообразное соединение ³⁾ ; соединение с другими стальными деталями	
	Сварка в активных защитных газах	Стыковое соединение с накладкой; соединение внахлест; крестообразное соединение ³⁾ ; соединение с другими стальными деталями	
		—	Стыковое соединение $\phi \geq 20$ мм
	Сварка трением	Стыковое соединение; соединение с другими стальными деталями	
	Точечная контактная сварка	Соединение внахлест ⁴⁾ Крестообразное соединение ^{2),4)}	
Преимущественно не статическая	Стыковая сварка с оплавлением	Стыковое соединение	
	Ручная дуговая сварка	—	Стыковое соединение $\phi \geq 14$ мм
	Сварка в активных защитных газах	—	Стыковое соединение $\phi \geq 14$ мм

Окончание таблицы 11.4

Вид нагрузки	Способ сварки	Арматурные стержни ¹⁾	
		растянутые	сжатые
Преимущественно не статическая	Точечная контактная сварка	Соединение внахлест ⁴⁾ Крестообразное соединение ^{2),4)}	
¹⁾ Допускается сварка стержней только примерно одинакового диаметра. ²⁾ Допустимое отношение диаметров пересекающихся стержней более или равно 0,57. ³⁾ Для несущих соединений $\phi \leq 16$ мм. ⁴⁾ Для несущих соединений $\phi \leq 28$ мм.			

11.2.11.3 Прочность сварных соединений по длине анкеровки сварных стальных сеток должна быть достаточной для восприятия расчетных усилий.

Прочность сварных соединений сварной стальной сетки считается достаточной, если каждое сварное соединение воспринимает поперечную силу, составляющую не менее 25 % от усилия, равного характеристическому пределу текучести арматуры, умноженному на номинальную площадь сечения. При сваривании стержней различных диаметров данное усилие определяют по площади большего стержня.

11.3 Общие требования для предварительно напряженных железобетонных конструкций

11.3.1 Общие положения

11.3.1.1 Поперечное сечение предварительно напряженных конструкций проектируют с учетом следующих требований:

- технологических: размещение арматуры, позволяющей качественно уложить бетонную смесь; учет унификации и особенностей устройства опалубочных форм;
- конструктивных: обеспечение выполнения требований при проверках предельных состояний на всех стадиях работы;
- экономических: выбор рациональной формы поперечного сечения; обеспечение защитного слоя бетона, гарантирующего долговечность конструкции.

11.3.1.2 Процент армирования сечений продольной арматурой определяют делением суммарного сечения напрягаемой и ненапрягаемой (определенной по расчету) арматуры на ширину и рабочую (эффективную) высоту сечения.

11.3.1.3 Максимальный процент армирования не должен превышать значения, указанные в 11.2.1.1.

Минимальную площадь сечения продольной арматуры определяют согласно 11.2.1.2, поперечной арматуры — согласно 11.2.1.5.

11.3.2 Размещение напрягаемой арматуры в сечении

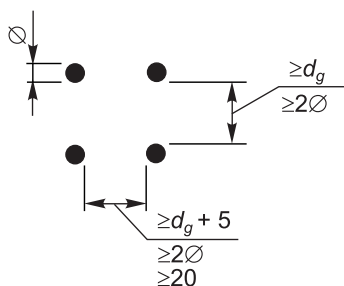
11.3.2.1 Расстояния в свету между стержнями (при натяжении арматуры на упоры) или оболочками канатов напрягаемых элементов при натяжении на бетон по высоте и ширине сечения назначают с учетом направления бетонирования, удобства укладки и уплотнения бетонной смеси, степени местного обжатия бетона, габаритов натяжного оборудования, концевых анкеров и т. д.

11.3.2.2 Горизонтальное и вертикальное минимальные расстояния в свету между отдельными предварительно натягиваемыми напрягающими элементами должны соответствовать рисунку 11.10. Другие расположения напрягающих элементов могут быть приняты при условии, что результаты испытаний подтверждают выполнение требований предельных состояний в отношении:

- сжатого бетона в зоне анкеровки;
- отслоения бетона;
- анкеровки предварительно натягиваемых напрягающих элементов;
- укладки бетона между напрягающими элементами.

Также учитывают долговечность и опасность коррозии напрягающих элементов на концах элементов.

Соединение напрягающих элементов не устраивают в зоне анкеровки, если укладка и уплотнение бетона не могут быть произведены беспрепятственно и не может быть достигнуто достаточное сцепление между бетоном и напрягающими элементами.



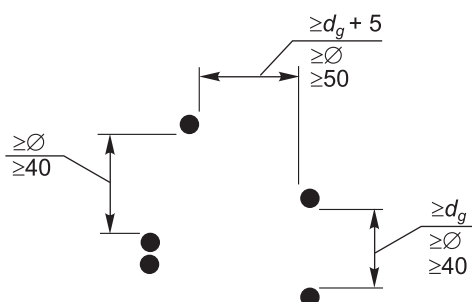
ϕ — диаметр напрягающего элемента; d_g — диаметр наибольшего зерна заполнителя.

Рисунок 11.10 — Минимальные расстояния в свету между предварительно натягиваемыми напрягающими элементами

11.3.2.3 Каналы в постнапряженных конструкциях следует располагать и конструировать, чтобы выполнялись следующие условия:

- возможность безопасной укладки бетона без повреждения каналов;
- способность бетона противостоять усилиям на искривленных участках каналов во время и после завершения натяжения;
- исключение попадания раствора в другие каналы при инъецировании.

Минимальные расстояния в свету между каналами в постнапряженных конструкциях должны соответствовать рисунку 11.11.



ϕ — диаметр канала; d_g — диаметр наибольшего зерна заполнителя

Рисунок 11.11 — Минимальные расстояния в свету между каналами в постнапряженных конструкциях

11.3.2.4 Толщину защитного слоя бетона определяют из условия обеспечения прочности бетона в процессе его обжатия и долговечности конструкции при ее эксплуатации.

Допускается отсутствие защитного слоя бетона (например, при натяжении арматуры на бетон и ее расположении вне бетонного сечения) при условии защиты напрягаемой арматуры от коррозии иными способами.

11.3.2.5 Минимальное расстояние от поверхности напрягаемой арматуры или грани каналов, в которые она уложена, до ближайшей поверхности бетона (защитный слой бетона) в зависимости от вида арматуры, установленной в сечении посередине пролета железобетонной конструкции, должно быть не менее значений, указанных в таблице 6.12.

11.3.3 Анкеровка напрягаемой арматуры

11.3.3.1 В предварительно напряженных конструкциях, независимо от способа натяжения арматуры, следует обеспечивать ее надежную анкеровку на концевых участках.

11.3.3.2 Установка анкеров (анкерных устройств) на концах напрягаемой арматуры является обязательной при условиях:

- арматура натягивается на бетон;
- недостаточно сцепление с бетоном арматуры, натягиваемой на упоры (например, гладкой проволоки, многопрядевых канатов);
- на длине зоны передачи напряжений возможно образование трещин.

11.3.3.3 Установка анкеров (анкерных устройств) не производят в следующих случаях:

- в качестве напрягаемой арматуры, натягиваемой на упоры, используется высокопрочная арматурная проволока периодического профиля, арматурные канаты однократной свивки, горячекатаная и термически упрочненная стержневая арматура периодического профиля;
- на длине зоны передачи напряжений не образуются трещины.

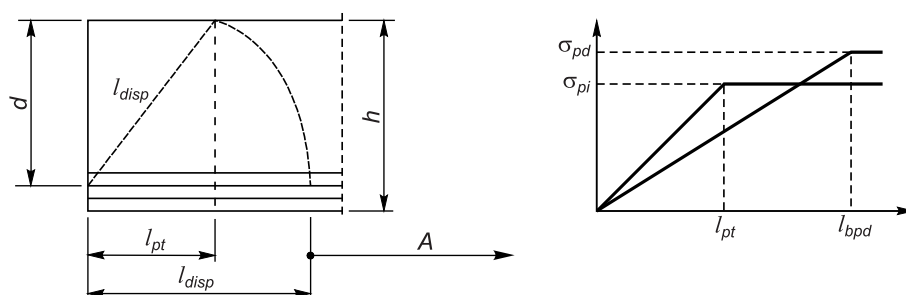
11.3.4 Анкеровка напрягающих элементов, натягиваемых на упоры

11.3.4.1 В зоне анкеровки предварительно натягиваемых напрягающих элементов принимают следующие параметры длины (рисунок 11.12):

а) длина зоны передачи напряжения l_{pt} , за которой усилие предварительного натяжения P_0 полностью передается на бетон (11.3.4.3);

б) длина распределения напряжения в бетоне l_{disp} , за которой напряжения в бетоне распределяются линейно по бетонному сечению (11.3.4.3);

в) длина анкеровки напрягающего элемента l_{bpd} , за которой усилие в напрягающем элементе F_{pd} в предельном состоянии несущей способности полностью передается на бетон (11.3.4.4).



A — поперечное сечение элемента, где наблюдается линейное распределение напряжений в бетоне

**Рисунок 11.12 — Параметры длины в зоне анкеровки
предварительно натягиваемых напрягающих элементов**

11.3.4.2 При отпуске напрягающего элемента допускается принимать, что предварительное напряжение передается на бетон с постоянным напряжением сцепления f_{bpt} , которое определяют по формуле

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_{1p} f_{ctd}(t), \quad (11.13)$$

где η_{p1} — коэффициент, учитывающий вид напрягающего элемента и условия сцепления при его отпуске; принимают равным:

- 2,7 — для профильных проволок;
- 3,2 — для канатов с тремя и семью проволоками;

$\eta_{1p} = 1,0$ — для хороших условий сцепления (см. рисунок 11.2);

$\eta_{1p} = 0,7$ — для других условий сцепления, кроме случаев, когда более высокое значение данного коэффициента может быть принято с учетом специальных условий изготовления;

$f_{ctd}(t)$ — расчетная прочность бетона на растяжение в момент времени t при отпуске напрягающего элемента; определяют по формуле

$$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} 0,7 \cdot \frac{f_{ctm}(t)}{\gamma_c}. \quad (11.14)$$

Примечание — Значения η_{p1} для других видов напрягающих элементов, за исключением приведенных выше, могут быть указаны в соответствующих ЕТА.

11.3.4.3 Базовое значение длины зоны передачи напряжения l_{pt} определяют по формуле

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \phi \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}}, \quad (11.15)$$

где α_1 — коэффициент, равный:

1,0 — для постепенного отпуска напрягающего элемента;

1,25 — для мгновенного отпуска напрягающего элемента;

α_2 — коэффициент, равный:

0,25 — для напрягающих элементов круглого сечения;

0,19 — для канатов с тремя и семью проволоками;

ϕ — номинальный диаметр напрягающего элемента;

σ_{pm0} — напряжение в напрягающем элементе непосредственно после его отпуска.

Расчетное значение длины зоны передачи напряжений следует принимать как наиболее неблагоприятное из следующих двух значений, различающихся расчетной ситуацией, определяемых по формуле

$$l_{pt1} = 0,8 l_{pt} \quad (11.16)$$

или

$$l_{pt2} = 1,2 l_{pt}. \quad (11.17)$$

Примечание — Меньшее из значений используется для проверки местных напряжений при отпуске напрягающего элемента, а большее — для проверки предельных состояний несущей способности (поперечного усилия, анкеровки и т. д.).

Длину зоны распределения напряжения в бетоне l_{disp} (см. рисунок 11.12) определяют по формуле

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d^2}. \quad (11.18)$$

11.3.4.4 При проверке предельных состояний несущей способности анкеровку напрягающих элементов проверяют в сечениях, где растягивающее напряжение в бетоне превышает $f_{ctk0,05}$. Если растягивающее напряжение в бетоне менее $f_{ctk0,05}$, проверку анкеровки не производят.

Напряжение сцепления f_{bpd} для проверки анкеровки в предельном состоянии несущей способности определяют по формуле

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \eta_{1p} f_{ctd}, \quad (11.19)$$

где η_{p2} — коэффициент, учитывающий вид напрягающего элемента и условия сцепления при анкеровке; принимают равным:

1,4 — для профильных проволок;

1,2 — для канатов с семью проволоками;

η_{1p} — согласно 11.3.4.2.

Примечание — Значения η_{p2} для других видов напрягающих элементов, за исключением приведенных выше, могут быть указаны в соответствующих ЕТА.

Значение $f_{ctk0,05}$ ограничивают до значения для класса бетона по прочности на сжатие С60/75, за исключением случаев, когда может быть подтверждено, что средняя прочность сцепления также превышает данное ограничение.

Общую длину анкеровки напрягающего элемента l_{bpd} с напряжением σ_{pd} вычисляют по формуле

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \frac{\alpha_2 \phi \cdot (\sigma_{pd} - \sigma_{pm,\infty})}{f_{bpd}}, \quad (11.20)$$

где l_{pt2} — верхнее расчетное значение длины зоны передачи напряжений по 11.3.4.3;

α_2 — по 11.3.4.3;

$\sigma_{pm,\infty}$ — предварительное напряжение с учетом всех потерь.

Напряжения в зоне анкеровки предварительно натягиваемых напрягающих элементов приведены на рисунке 11.13.



Рисунок 11.13 — Напряжения в зоне анкеровки предварительно натягиваемых напрягающих элементов

При комбинировании ненапрягаемой арматуры и предварительно натягиваемой арматуры, несущие способности отдельных анкеровок допускается суммировать.

11.3.4.5 В торцах предварительно напряженных конструкций устанавливают дополнительную поперечную (напрягаемую или ненапрягаемую) или косвенную арматуру (сетки, каркасы).

11.4 Отдельные требования к конструированию железобетонных элементов

11.4.1 Монолитные и сборные плиты

Толщину монолитных железобетонных плит принимают не менее указанной в таблице 11.5. Толщину сборных железобетонных плит назначают с учетом требований технологии изготовления, обеспечивая для арматуры необходимую толщину защитного слоя бетона.

Таблица 11.5 — Минимально допустимая толщина монолитных железобетонных плит

Условия эксплуатации плиты	Толщина плиты, мм
Покрытие	50
Перекрытие в многоэтажных жилых и общественных зданиях	60
Перекрытие в многоэтажных производственных зданиях	70
Плита, воспринимающая сосредоточенную подвижную нагрузку	120
Плита со сосредоточенным опиранием	150

11.4.2 Сжатые элементы

Размеры сечений внецентренно-сжатых элементов принимают при их гибкости в любом направлении (l_0 / i) не превышающей 200, для колонн, являющихся элементами зданий, — не превышающей 120.

11.4.3 Фундаменты

Толщину защитного слоя бетона фундаментов принимают, мм, не менее:

- а) из монолитного железобетона:
- при отсутствии бетонной подготовки — 80;
 - при наличии бетонной подготовки — 45;
- б) из сборного железобетона — 45.

11.4.4 Размещение продольной арматуры

11.4.4.1 Концы продольных рабочих стержней, не привариваемых к анкерующим деталям, должны отстоять от торца конструкции на расстояние, мм, не менее:

- 10 — для сборных колонн длиной не более 18 м; сборных балок длиной не более 9 м; плит перекрытий и стеновых панелей пролетом не более 12 м;
- 15 — для сборных колонн длиной более 18 м, а также опор и мачт любой длины; монолитных конструкций (колонн, балок, плит) длиной не более 6 м;
- 20 — для монолитных конструкций (колонн, балок, плит) длиной более 6 м.

Торцы поперечных стержней сварных каркасов конструкций должны иметь защитный слой бетона толщиной не менее 5 мм.

11.4.4.2 Расстояние в свету между стержнями продольной арматуры должно обеспечивать совместную работу бетона и арматуры, качественную укладку и уплотнение бетонной смеси и быть не менее значений, приведенных на рисунке 11.14.

В зонах расположения механических соединений продольных стержней при назначении расстояний в свету диаметр стыкуемых стержней необходимо заменять наружным диаметром муфты.

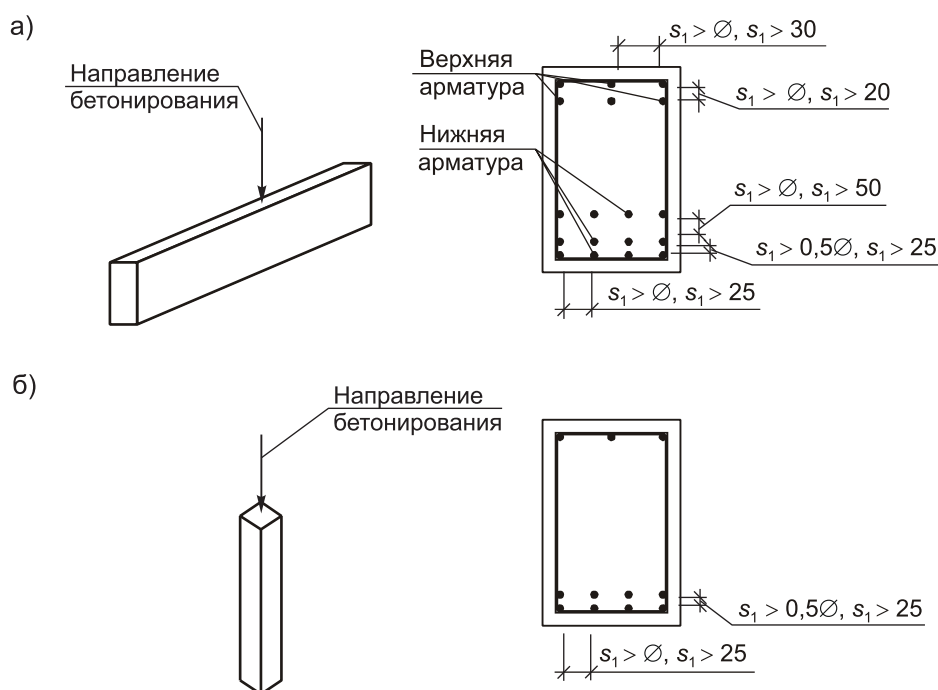


Рисунок 11.14 — Минимально допустимые расстояния между стержнями продольной арматуры в зависимости от положения конструкции при бетонировании:

а — горизонтальных элементов;
б — вертикальных элементов

11.4.4.3 Максимальные расстояния между осями стержней продольной арматуры, определяемые эффективностью работы бетонного сечения, усиленного арматурой, должны быть, мм, не более:

— в изгибаемых элементах — 400, при этом площадь сечения конструктивно-установленной арматуры должна составлять не менее 0,15 % площади бетона (bh , где h — расстояние между стержнями; b — половина ширины ребра элемента, но не более 200 мм);

— в линейных внецентренно-сжатых элементах: 500 — в плоскости изгиба; 400 — в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба.

В железобетонных стенах расстояния между стержнями вертикальной арматуры принимают не более двукратной толщины стены (но не более 400 мм), между стержнями горизонтальной арматуры — не более 400 мм.

11.4.4.4 В конструктивных элементах количество стержней, доводимых до опоры, и максимально допустимые расстояния между ними должны быть:

- в балках шириной менее 150 мм — доводить до опоры не менее одного стержня;
- в балках шириной более 150 мм — доводить до опоры не менее двух стержней площадью сечения не менее 50 % расчетного сечения арматуры;
- в плитах — доводить до опоры стержни площадью сечения не менее 30 % расчетного сечения арматуры, подобранной из расчета на 1 м ширины сечения в зоне действия максимального изгибающего момента с расстоянием между стержнями не более 400 мм.

В неразрезных плитах, армированных рулонными сетками, все продольные стержни у промежуточных опор допускается переводить в верхнюю зону.

В неразрезных плитах расстояние между осями рабочих стержней в середине пролета и над опорами должно быть не более: 200 мм — при толщине плиты не более 150 мм; $1,5h$ — при толщине плиты более 150 мм.

11.4.5 Поперечное армирование

11.4.5.1 Поперечную арматуру устанавливают на основании расчета на восприятие усилий с целью фиксации продольных стержней в проектном положении и предотвращения их бокового выпучивания в любом направлении.

11.4.5.2 Любая продольная арматура, установленная у поверхности железобетонной конструкции, должна охватываться поперечной арматурой, устанавливаемой с шагом не более 500 мм и не более двукратной ширины грани элемента.

11.4.5.3 В сплошных плитах, а также в часторебристых плитах высотой менее 300 мм на участках, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, поперечную арматуру допускается не устанавливать.

В часторебристых плитах высотой 300 мм и более на участках, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0,75d$ и не более 500 мм.

В балках (ребрах) высотой менее 150 мм на участках, где поперечная сила воспринимается только бетоном, поперечную арматуру допускается не устанавливать.

В балках (ребрах) высотой 150 мм и более на участках, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0,75d$ и не более 300 мм.

11.4.5.4 В железобетонных элементах поперечную арматуру устанавливают по расчету с выполнением следующих конструктивных требований, определяющих шаг поперечных стержней:

а) хомутов — не более:

$$s_{l,\max} = 0,75d \quad \text{— в продольном направлении;}$$

$$s_{t,\max} = 0,75d \leq 600 \text{ мм} \quad \text{— в поперечном направлении,}$$

где d — рабочая высота сечения;

б) отгибов — не более $s_{b,\max} = 0,6d \cdot (1 + \cot \alpha)$;

в) по всей длине элемента из условия обеспечения работы продольной арматуры (при наименьшем ее диаметре), установленной по расчету в сжатой зоне сечения при $f_{yd} > 400 \text{ Н/мм}^2$, — не более 400 мм и не более 12φ и 15φ — в вязаных и сварных каркасах соответственно.

11.4.5.5 В элементах, работающих на изгиб с кручением, хомуты и поперечные стержни должны образовывать замкнутый контур.

11.4.5.6 Во внецентренно-сжатых линейных элементах (при минимальном диаметре продольной арматуры) поперечная арматура должна быть установлена с шагом, не более:

а) на участках стыковки без сварки продольной рабочей арматуры — 10φ;

б) если площадь сечения сжатой арматуры S_2 по расчету более 1,5 % — 10φ и не более 300 мм;

в) если все сечение сжато и общая площадь сечения арматуры S_1 и S_2 по расчету более 3 % — 10φ и не более 300 мм;

г) по всей длине элемента из условия обеспечения работы продольной арматуры, установленной по расчету в сжатой зоне сечения при $f_{yd} > 400 \text{ Н/мм}^2$, — не более 400 мм и не более 12φ и 15φ — в вязаных и сварных каркасах соответственно.

11.4.5.7 Конструктивное решение поперечной арматуры (хомутов, поперечных стержней, шпилек и т. д.) во внецентренно-сжатых элементах должно обеспечивать крепление стержней продольной арматуры (перегиб или сварка в вязаных или сварных каркасах соответственно) на расстоянии не более 400 мм по ширине грани сечения с шагом не более 500 мм по длине элемента.

11.4.6 Армирование коротких консолей

Поперечное армирование коротких консолей колонн выполняют горизонтальными и наклонными (угол наклона 45°) хомутами. Шаг хомутов должен быть не более: $0,25h$ (где h — высота консоли); 12ϕ (где ϕ — диаметр продольной растянутой арматуры консоли); 150 мм.

11.4.7 Армирование стен

В железобетонных стенах поперечные стержни, нормальные к плоскости стены, по вертикали следует располагать на расстоянии не более 20ϕ вертикальной арматуры, по горизонтали — не более 600 мм.

При коэффициенте продольного армирования железобетонных стен более 0,02 поперечные стержни на расстоянии по вертикали следует располагать не более 15ϕ и не более 500 мм, по горизонтали — не более 400 мм и не более двух шагов вертикальных стержней.

11.4.8 Армирование сжатых элементов поперечными сетками

Во внецентренно-сжатых элементах с косвенным армированием сетками или ненапрягаемой спиральной или кольцевой арматурой следует принимать (из арматуры класса S500 диаметром не более 14 мм):

— размеры ячеек сеток — не менее 45 мм, но не более 100 мм и не более $1/4$ размера меньшей стороны сечения;

— шаг сеток — не менее 60 мм, но не более 150 мм и не более $1/3$ размера меньшей стороны сечения;

— диаметр навивки спиралей или диаметр колец — не менее 200 мм;

— шаг навивки спиралей или шаг колец — не менее 40 мм, но не более 100 мм и не более $1/5$ диаметра бетонного сечения, ограниченного спиралью или кольцом.

При усилении торцов внецентренно-сжатых элементов устанавливают не менее четырех сеток на длине 15ϕ — если продольная арматура гладкая, 10ϕ — если продольная арматура имеет периодический профиль, считая от торца конструкции.

11.4.9 Рекомендуемые диаметры арматурных стержней

11.4.9.1 Диаметры продольных стержней, устанавливаемые по расчету в сечении, должны быть, мм, не более:

32 — в вязаных каркасах изгибаемых элементов;

40 — в остальных случаях.

Для внецентренно-сжатых элементов из монолитного бетона диаметр продольных рабочих стержней принимают не менее 12 мм.

В колоннах с размером меньшей стороны сечения 250 мм и более диаметр продольной арматуры принимают не менее 16 мм.

В железобетонных стенах диаметр продольных стержней принимают не менее 8 мм.

11.4.9.2 Диаметры стержней поперечной арматуры принимают:

а) во внецентренно-сжатых линейных элементах:

— в вязаных каркасах — не менее $0,25\phi$ рабочей арматуры, но не более 12 мм;

— в сварных каркасах — не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим назначенным по расчету диаметром продольной арматуры, но не более 14 мм;

б) в изгибаемых элементах в вязаных каркасах, мм, не менее:

5 — при высоте сечения до 800 мм включ.;

8 — то же св. 800 мм;

в) в изгибаемых элементах в сварных каркасах — в соответствии с требованиями ТНПА по сварке.

11.4.10 Анкеровка стержней арматуры в арматурных изделиях

11.4.10.1 Длину растянутых анкерных стержней закладных изделий, заделанных в растянутый или сжатый бетон, при $\sigma_{cd}/f_{cd} > 0,75$ или $\sigma_{cd}/f_{cd} < 0,25$ определяют в соответствии с 11.2.9.3 как для растянутых стержней. В других случаях длину растянутых анкерных стержней закладных деталей

следует определять в соответствии с 11.2.9.3 как для сжатых стержней. Здесь σ_{cd} — сжимающие напряжения в бетоне, действующие перпендикулярно анкерному стержню, которые определяют как для упругого материала по приведенному сечению от действия постоянных нагрузок при значении частного коэффициента для нагрузок $\gamma_G = 1,0$.

11.4.10.2 Длина анкеровки l_{bd} концов отогнутой арматуры в растянутом бетоне должна быть не менее 20ϕ , в сжатом бетоне — не менее 10ϕ .

11.4.10.3 Обрываемые в пролете стержни продольной арматуры заводят за точку теоретического обрыва на расстояния:

— в растянутой зоне — не менее $0,5h$; 20ϕ и l_{bd} (где h — высота конструкции в точке теоретического обрыва);

— в сжатой зоне — не менее 20ϕ и не менее 250 мм.

11.4.10.4 Для обеспечения анкеровки стержней продольной арматуры длина запуска стержней за внутреннюю грань свободной опоры должна быть не менее:

5ϕ — в элементах, где арматура устанавливается на восприятие поперечной силы конструктивно;

15ϕ — в элементах, где поперечная арматура устанавливается по расчету, если опоры доводится не менее $1/3$ сечения арматуры, определенной по наибольшему моменту в пролете;

10ϕ — в элементах, где поперечная арматура устанавливается по расчету, если до опоры доводится не менее $2/3$ сечения арматуры, определенной по наибольшему моменту в пролете.

11.4.10.5 Для арматуры, имеющей дополнительные анкерные элементы (отгибы, петли и т. д.), значение l_{bd} , определенное по формуле (11.5), принимают не менее 70 % значения $l_{b,rqd}$, определенного по формуле (11.4).

11.4.10.6 При использовании для стыков арматуры механических устройств в виде муфт (муфты на резьбе, опрессованные и т. д.) несущая способность муфтового соединения должна быть не ниже несущей способности стыкуемых стержней. При использовании муфт на резьбе должна быть обеспечена требуемая затяжка муфт для ликвидации люфта в резьбе.

11.4.10.7 Арматура, воспринимающая усилия от кручения элемента, должна включать продольные стержни и поперечную арматуру одного из следующих видов или их сочетаний:

— замкнутые хомуты;

— сварные замкнутые поперечные каркасы;

— спиральную арматуру.

11.4.10.8 Поперечная арматура в виде хомутов, воспринимающая усилия от кручения элемента, должна быть заанкерена в бетоне посредством отогнутых под углом 135° концов, заведенных за окончание дуги на расстояние, равное пятикратному диаметру хомута, но не менее чем на 50 мм. При сварных поперечных каркасах все их стержни должны быть приварены к угловым продольным стержням, образуя замкнутые контуры (в этом случае необходимо обеспечивать равнопрочность соединений и поперечных стержней).

11.4.10.9 Шаг поперечной арматуры, воспринимающей усилия от кручения элемента, должен быть не более одного из двух значений: $u / 10$ или 300 мм.

11.4.10.10 Продольная арматура, воспринимающая усилия от кручения элемента, должна быть равномерно распределена по периметру внутренней поверхности поперечной арматуры с максимальным расстоянием между соседними стержнями 300 мм.

11.4.10.11 Диаметр стержней продольной арматуры, воспринимающей усилия от кручения, должен составлять не менее $1/25$ шага поперечной арматуры или не менее 10 мм.

11.4.10.12 Арматура, воспринимающая усилия от кручения, должна заводиться за точку, где она учитывается с полным расчетным сопротивлением, на расстояние не менее $(b_t + d)$ (где b_t — ширина поперечного сечения той части элемента, которая содержит замкнутую поперечную арматуру, воспринимающую усилия от кручения элемента; d — расстояние от наиболее сжатой фибры сечения до центра продольной растянутой арматуры).

11.5 Особенности конструирования конструкций из легкого бетона

11.5.1 Конструирование конструкций из легкого бетона производят согласно 11.1–11.4 как для конструкций из бетона нормального веса с заменой в формулах f_{ck} на f_{lck} , f_{cd} на f_{lcd} , f_{ctk} на f_{lctk} , f_{ctd} на f_{lctd} .

11.5.2 Минимальное расстояние от поверхности напрягаемой арматуры или грани каналов, в которые она уложена, до ближайшей поверхности бетона (защитный слой бетона) в зависимости от вида арматуры, установленной в сечении посередине пролета железобетонной конструкции из легкого бетона, должно быть на 5 мм больше значений, указанных в таблице 6.12.

12 Требования к проверкам предельных состояний при оценивании существующих конструкций

12.1 Общие положения

12.1.1 Настоящий раздел содержит требования, применяемые при оценивании существующих железобетонных и предварительно напряженных конструкций, которые были запроектированы с применением общепризнанных принципов и (или) правил, а также возведены с соответствующим качеством, что подтверждается опытом практической эксплуатации.

12.1.2 В соответствии с требованиями СТБ ISO 13822 оценивание надежности существующих конструкций зданий и сооружений необходимо выполнять в следующих случаях:

- при внесении изменений в планы эксплуатации (использования по назначению) или увеличение (продление) срока службы объекта;
- при внесении изменений в конструктивную систему (модификация конструктивной системы);
- при повышении значений функциональных нагрузок;
- при выполнении проверок надежности существующей конструкции по требованию авторитетных органов, страховых компаний, владельцев и т. д.;
- при внесении изменений в требования к проектированию конструкций из бетона по результатам пересмотра норм проектирования;
- при наличии повреждений и деградации конструкции в результате длительных воздействий и влияний окружающей среды (например, коррозия арматуры, усталостное разрушение);
- при наличии повреждений и отказов конструкции, вызванных особыми событиями, перегрузками или другими изменениями в условиях эксплуатации (например, неравномерными осадками);
- при наличии дефектов и повреждений, обусловленных не выявленными ошибками при проектировании и возведении конструкций.

12.2 Статический анализ и проверки предельных состояний

12.2.1 Общие положения

12.2.1.1 Оценивание надежности существующих конструкций следует производить с применением принципов и правил проверок предельных состояний (проектирование по предельным состояниям) согласно СН 2.01.01 и СТБ ISO 13822. Соответствующие оценочные ситуации (эквивалентные проектным ситуациям при проектировании новых конструкций) следует выбирать (назначать), принимая во внимание имеющуюся в наличии исходную информацию о характеристиках свойств материалов и воздействий, фактические геометрические параметры и условия эксплуатации, в которых конструкция должна выполнять свои функции в течение остаточного срока службы.

12.2.1.2 Оценивание существующей конструкции имеет целью установить надежность конструкции в целом и ее отдельных элементов в отношении выполнения условий предписанных предельных состояний для заданного временного интервала.

12.2.1.3 При выполнении проверок предельных состояний существующих конструкций используют адекватные расчетные модели, для которых ясно формулируется функция состояния.

12.2.1.4 Фактические показатели надежности существующей конструкции следует сравнивать с целевыми показателями надежности, используя следующие форматы безопасности:

- метод частных коэффициентов или метод глобального сопротивления;
- полностью вероятностный метод;
- анализ рисков.

В настоящем разделе проверки надежности основываются на применении форматов безопасности частных коэффициентов и глобального сопротивления.

Полностью вероятностный метод при проверках надежности существующих конструкций применяют в тех случаях, когда последствия отказа конструкции являются серьезными, выполняется оценка эффективности мониторинга и принятой стратегии обслуживания конструкции, принимаются фундаментальные решения, относящиеся к дальнейшей эксплуатации целой группы конструкций.

12.2.1.5 Статический анализ и проверки предельных состояний существующих конструкций следует производить, принимая фактические (обновленные по отношению к имеющейся предварительной информации) значения базисных переменных, параметров, коэффициентов. При этом следует учитывать влияние на сопротивление и деформативность конструкции выявленных дефектов, повреждений и степени ее износа.

12.2.1.6 Оценивание существующих конструкций следует производить с применением принципов предельных состояний. Соответствующие оценочные ситуации (эквивалентные проектным ситуациям для новых конструкций) выбирают с учетом имеющейся в наличии информации, фактических условий и обстоятельств, при которых конструкция должна удовлетворять своему функциональному назначению в течение остаточного срока службы.

Оценивание выполняется путем обновления с учетом фактических геометрических параметров и характеристик свойств материалов конструкций.

12.2.2 Статический анализ

12.2.2.1 Статический анализ следует выполнять в соответствии с базовыми принципами, изложенными в СН 2.01.01, принимая во внимание фактические (оценочные) значения базисных переменных с использованием одного из методов статического анализа, изложенных в разделе 4 настоящих строительных правил.

12.2.2.2 Наиболее подходящий метод статического анализа следует выбирать с учетом типа конструкции и граничных условий. Расчетные модели, применяемые для статического анализа (линейно-упругая, линейная с ограниченным перераспределением, пластическая, нелинейная), выбирают с условием, чтобы они в наибольшей мере отображали действительное (физическое) поведение конструкции.

12.2.2.3 При применении линейной, линейно-упругой с ограниченным перераспределением и пластической расчетных моделей проверки надежности существующей конструкции допускается выполнять методом частных коэффициентов.

12.2.2.4 Если для анализа применяют нелинейные расчетные модели, проверку надежности существующей конструкции выполняют либо с применением полностью вероятностного метода, либо анализа рисков. При этом для проверок надежности допускается применять метод глобального сопротивления.

Метод частных коэффициентов допускается применять в тех случаях, когда уровень перераспределения эффектов воздействий (внутренних усилий) является низким и частные коэффициенты откалиброваны таким образом, что адекватно учитывают нелинейное поведение конструкции.

12.2.3 Проверки предельных состояний с использованием метода частных коэффициентов

При применении метода частных коэффициентов для проверок предельных состояний существующих конструкций значения коэффициентов, учитывающих неопределенности (изменчивости) базисных переменных, следует калибровать с учетом полученных (актуальных, обновленных) данных, а проверки в общем случае производят по условию

$$g \cdot (F_{act}, f_{act}, a_{act}, \theta, c) \geq 0, \quad (12.1)$$

где g — функция предельного состояния;

F_{act} — оцененное фактическое значение воздействия;

f_{act} — оцененное фактическое значение характеристики свойства материала;

a_{act} — оцененные фактические геометрические размеры;

θ — функция, описывающая неопределенности (ошибки) моделирования, изменчивость базисных переменных;

c — ограничение для предельного состояния эксплуатационной пригодности.

12.2.4 Проверки предельных состояний с использованием метода глобального сопротивления

12.2.4.1 При использовании метода глобального сопротивления проверки производят по условию

$$\gamma_{G,act} G_{k,act} + \gamma_{Q,act} Q_{k,act} + \gamma_p P_{k,act} \leq \frac{q_{u,act}}{\gamma_{R,act}} \quad (12.2)$$

или

$$\gamma_{G,act} G_{k,act} + \gamma_{Q,act} Q_{k,act} + \gamma_p P_{k,act} \leq \frac{q_{u,act}}{\gamma_{R,act} \gamma_{Rd,act}}, \quad (12.3)$$

где $\gamma_{G,act} G_{k,act}$ — оцененное значение постоянной нагрузки;

$\gamma_{Q,act} Q_{k,act}$ — оцененное значение переменной нагрузки;

- $\gamma_p P_{k,act}$ — оцененное значение предварительного напряжения;
- $q_{u,act}$ — фактическая несущая способность, полученная из нелинейного анализа конструкции при использовании фактических средних значений характеристик свойств материалов и геометрических размеров;
- $\gamma_{R,act}$ — фактический коэффициент глобального сопротивления, учитывающий неопределенности базисных переменных и расчетной модели сопротивления; допускается принимать $\gamma_{R,act} = \gamma_{R,act}^* \gamma_{Rd,act}$;
- $\gamma_{R,act}^*$ — фактический коэффициент глобального сопротивления, учитывающий вариации свойств материалов и геометрических размеров;
- $\gamma_{Rd,act}$ — фактический коэффициент глобального сопротивления, учитывающий несовершенство модели сопротивления.

12.2.4.2 В соответствии с положениями СН 2.01.01 фактическое сопротивление R_{act} допускается описывать двухпараметрическим логнормальным распределением (при условии, что фактический коэффициент вариации для сопротивления существующей конструкции $V_{R,act}$ менее 0,25):

$$R_{act} = \mu_{R,act} \exp(-\alpha_R \beta V_{R,act}). \quad (12.4)$$

Фактический коэффициент глобального сопротивления $\gamma_{R,act}$ определяют по формуле

$$\gamma_{R,act} = \frac{\mu_{R,act}}{R_{act}} \cong \exp(\alpha_R \beta V_{R,act}). \quad (12.5)$$

Приложение А

Особенности проектирования постнапряженных плоских плит

А.1 Воздействия на постнапряженные плиты перекрытий и покрытий. Расчетные сочетания воздействий (эффектов воздействий)

А.1.1 Характеристические значения воздействий на междуэтажные перекрытия и покрытия следует принимать в соответствии с СН 2.01.02 и СН 2.01.04.

А.1.2 Удельный (объемный) вес материалов следует определять по данным, предоставленным поставщиком, техническому заданию заказчика или согласно СН 2.01.02 (приложение А).

А.1.3 Величину и схемы приложения функциональных нагрузок на междуэтажное перекрытие зданий следует назначать в зависимости от категории использования нагрузочных площадей в соответствии с СН 2.01.02.

А.1.4 Усилие обжатия следует прикладывать к конструкции в местах анкеровки напрягающих канатов, рассматривая его как внешнее силовое воздействие. Дополнительно следует прикладывать эквивалентные равномерно распределенные поперечные нагрузки, возникающие в результате давления напрягающего элемента на стенки канала при его натяжении.

А.1.5 Значения эквивалентных равномерно распределенных поперечных нагрузок и схемы их приложения следует определять в зависимости от вида трассировки профиля напрягающих элементов.

А.1.6 При проверках предельных состояний несущей способности для каждого критического случая нагружения расчетные значения эффектов воздействий следует определять, применяя расчетные сочетания воздействий согласно СН 2.01.01.

А.1.7 При расчете плит покрытий величину и схему приложения снеговой нагрузки следует принимать в соответствии с СН 2.01.04.

А.1.8 При проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности эффекты от постоянных воздействий и усилий постнапряжения, включая эффекты от ползучести и усадки бетона, релаксации стали напрягающих элементов, следует объединять в сочетания с переменными нагрузками, дающими максимальные значения напряжений в расчетных сечениях элементов конструкций.

А.1.9 При проверках предельных состояний перемещений (прогибов) в соответствии с разделом 9 применяют практически постоянное сочетание эффектов воздействий

$$\sum_j G_{kj} + P_{BL} + \sum_i \Psi_{2i} Q_{ki},$$

где P_{BL} — эквивалентная поперечная нагрузка от постнапряжения.

Прогибы от практически постоянного сочетания эффектов воздействий следует ограничивать предельно допустимым значением a_{lim} , рассчитываемым по формуле

$$a_{lim} = \frac{1}{500} \cdot L. \quad (A.1)$$

В зависимости от конструктивного решения здания (например, наличие перегородок из легко повреждаемого материала) в техническом задании на проектирование следует устанавливать другие предельные значения для ограничения прогибов или использовать другие сочетания эффектов воздействий.

А.1.10 При проверках ширины раскрытия трещин в постнапряженных элементах конструкций применяют частое сочетание эффектов воздействий

$$\sum_j G_{kj} + P_{BL} + \sum_i \Psi_{1i} Q_{ki}.$$

А.1.11 При проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности для конструктивных систем, в которых элементы или части здания могут испытывать необратимые состояния (например, хрупкое разрушение отделки перекрытия, хрупкое разрушение или трещинообразование перегородок или элементов фасадов), допускается, по согласованию с заказчиком, применять характеристическое (редкое) сочетание эффектов воздействий.

А.1.12 В переходных расчетных ситуациях, действующих при возведении зданий, в случаях, когда усилия обжатия передаются поэтапно на конструкцию плиты перекрытия, на каждом из очередных

этапов следует проверять условия ограничения напряжений согласно требованиям настоящих строительных правил.

A.1.13 При проверках предельных состояний несущей способности эффекты от воздействий в расчетных сечениях (изгибающие моменты и перерезывающие силы) следует включать в основное расчетное сочетание в соответствии с требованиями СН 2.01.01. При проверках предельных состояний несущей способности эффекты от постнапряжения следует учитывать с частным коэффициентом $\gamma_p = 1$.

A.2 Компонировка конструктивной системы

A.2.1 Применение постнапряжения при возведении плоских плит перекрытий наиболее рационально для пролетов от 6 до 13 м.

A.2.2 При предварительной компоновке конструктивной системы толщину постнапряженных в двух направлениях плит перекрытий, опирающихся на колонны, следует принимать на основании ориентировочных значений, обеспечивающих требования жесткости и сопротивление местному срезу (продавливанию), приведенных в таблице А.1.

Таблица А.1 — Рекомендуемые значения отношения L / h для постнапряженных плит

L / h	
Перекрытие	Покрытие
От 40 до 45 включ. или 48* либо (от 28 до 36)**	От 45 до 48 включ. или 52*
* Значение с учетом требований жесткости (ограничения прогибов). ** Для перекрытий с повышенной нагрузкой.	

A.2.3 Высоту сечения монолитной постнапряженной плоской плиты следует принимать не менее 200 мм.

A.2.4 При выборе схемы размещения на плане колонн и стен следует учитывать следующие рекомендации оптимального проектирования:

а) уменьшать размер крайнего пролета плит или смещать колонны внутрь периметра здания и устраивать консольные участки плит, если это позволяют архитектурные решения (рисунок А.1);

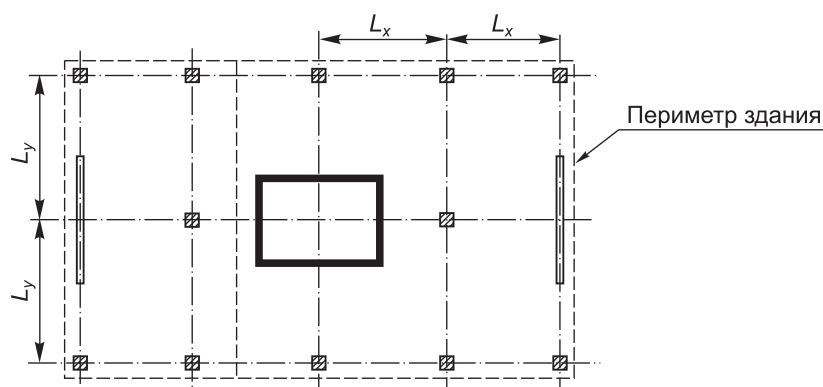


Рисунок А.1 — Характерное расположение колонн и стен в плане здания из условия достижения максимального эффекта от постнапряжения

б) уменьшать, при необходимости, жесткость колонн или стен по направлению передачи усилия обжатия (натяжения напрягающих элементов) для минимизации потерь усилия обжатия, исключения образования трещин в ограничивающих элементах (при чрезмерном ограничении). На рисунке А.2 приведены характерные расположения колонн и стен в плане здания, в том числе на рисунке А.2 а) — рекомендуемое размещение стен и колонн, на рисунке А.2 б) — неблагоприятное с точки зрения влияния ограничения деформаций со стороны конструктивной системы на эффективность постнапряжения.

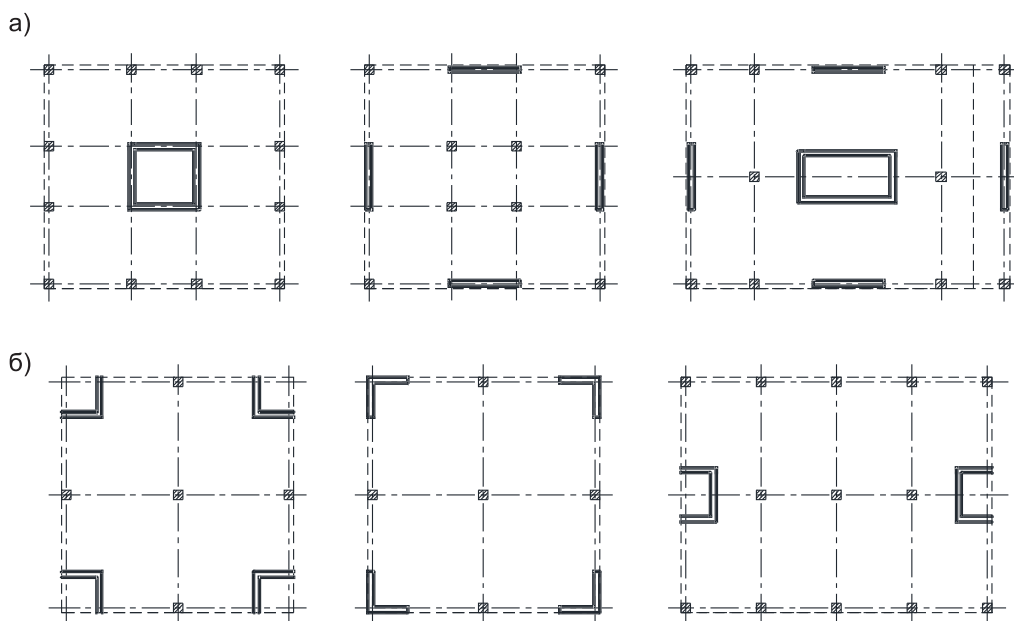


Рисунок А.2 — Характерное расположение колонн и стен (диафрагм жесткости) в плане здания из условия снижения потерь предварительного напряжения и исключения трещинообразования:
а — рекомендуемое размещение;
б — нерекомендуемое размещение

А.3 Определение эффектов воздействий в элементах конструктивной системы с плоскими постнапряженными плитами

А.3.1 Общие положения

А.3.1.1 Для определения эффектов воздействий в элементах конструктивной системы с плоскими постнапряженными плитами рекомендуется использовать расчетные модели, основанные на применении МКЭ.

А.3.1.2 При расчете перекрытия по МКЭ всю конструктивную систему следует рассматривать одновременно в соответствии с требованиями для используемых программных комплексов.

А.3.1.3 Для определения внутренних усилий в плоской постнапряженной плите допускается использовать упрощенные методы, например метод эквивалентной рамы в соответствии с А.3.2.

А.3.1.4 Независимо от метода, применяемого для определения эффектов воздействий, в элементах конструкции перекрытия в расчетных ситуациях следует учитывать постоянные, переменные нагрузки, а также эффекты, возникающие в плите от действия усилия обжатия в натягающих каналах, включая вторичные эффекты от постнапряжения, расчет которых приведен в приложении К.

А.3.2 Метод эквивалентной рамы

А.3.2.1 При расчете по методу эквивалентной рамы конструктивную систему, включающую плоские плиты перекрытия, опирающиеся на колонны, представляют в виде отдельных плоских рам, выделяемых в ортогональных направлениях в соответствии с рекомендациями, изложенными в ТКП EN 1992-1-1 (приложение Е).

А.3.2.2 При определении эффектов воздействий по методу эквивалентной рамы, необходимо корректировать жесткость элементов в узлах сопряжения колонн с плитами. Для моделирования повышенной гибкости плиты в узле сопряжения с колонной рекомендуется производить расчет с использованием эквивалентной длины колонны kl_{act} , при определении которой коэффициент k рассчитывают по формуле

$$k = 0,5 \cdot \frac{l_{1(2)}}{b_c + 6h_p}, \quad (\text{А.2})$$

где $l_{1(2)}$ — расстояние между колоннами (шаг колонн);

b_c — ширина колонны;

h_p — толщина плиты.

А.3.3 Расчетные модели, основанные на применении метода конечных элементов (МКЭ)

А.3.3.1 Если для определения эффектов воздействий в элементах конструктивной системы применяют расчетные модели, основанные на МКЭ, ширину расчетной полосы следует определять исходя из положения линий нулевых перерезывающих сил в поле проектируемой плиты перекрытия. В общем случае расчетную ширину плиты определяют как сумму расстояний от оси колонн до линий нулевых перерезывающих сил.

А.3.3.2 Положение линий нулевых перерезывающих сил следует определять при основном расчетном сочетании нагрузок, действующих на перекрытие, принятом при проверках предельных состояний несущей способности согласно СН 2.01.01.

А.3.3.3 Изгибающие моменты, действующие в пролетах, допускается рассматривать как равномерно распределенные поперек расчетной полосы по ширине плиты. Ширина расчетной полосы для определения пролетных моментов может быть принята равной расстоянию между линиями нулевых перерезывающих сил.

В случае если арматура, имеющая сцепление с бетоном, неравномерно распределена по ширине расчетной полосы, при проверках предельного состояния трещинообразования расчетная ширина бетона может быть разделена на несколько отдельных полос, в пределах которых распределение моментов и армирования считается равномерным. Это применимо как при проверках ограничения напряжений в плитах, работающих без трещин, так и ширины раскрытия трещин в плитах, работающих с трещинами и имеющих арматуру со сцеплением с бетоном в растянутой зоне сечения.

А.3.3.4 Если в проектируемой плите предусматривается установка напрягающих элементов, не имеющих сцепления с бетоном, а ненапрягаемая арматура в растянутой зоне сечения отсутствует, при проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности для расчетных полос следует применять допустимые значения напряжений, приведенные в таблице А.2.

Таблица А.2 — Допустимые значения напряжений на верхней и нижней гранях плиты для МКЭ

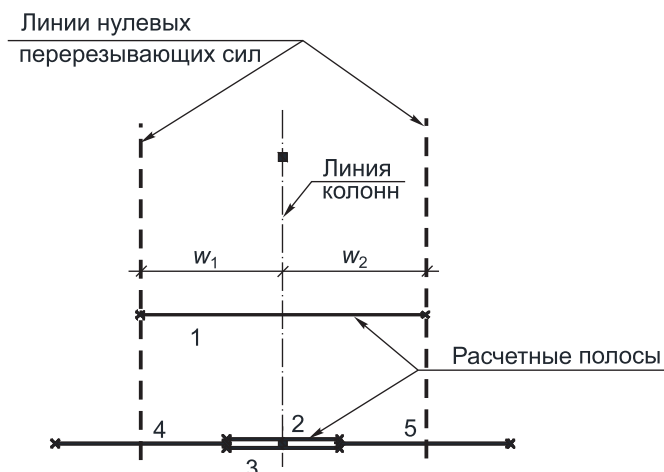
Положение плиты	Сжатие	Растяжение	
		элементов с арматурой, имеющей сцепление с бетоном ²⁾	элементов без арматуры, имеющей сцепление с бетоном
Опора	0,4f _{ck} ¹⁾	1,2f _{ctm}	0,4f _{ctm}
Пролет			
¹⁾ Арматурой, имеющей сцепление с бетоном, могут быть напрягающие элементы со вторичным сцеплением или ненапрягаемая арматура. ²⁾ При проверке деформативности данные значения могут быть превышены.			
Примечание — Расстояние между стержнями или напрягающими элементами, имеющими сцепление с бетоном, должно быть не более 500 мм, в противном случае применяют значения, указанные для элементов без арматуры, имеющей сцепление с бетоном.			

Если в проектируемой плите предусматривается установка напрягающих элементов, имеющих вторичное сцепление с бетоном, и (или) в растянутой зоне сечения устанавливается ненапрягаемая арматура, допустимые значения, приведенные в таблице А.2 (для элементов с арматурой, имеющей сцепление с бетоном), допускается применять при условии, что расстояние между канатами или стержнями арматуры не превышает 500 мм. В противном случае следует использовать допустимые значения для элементов без арматуры, имеющей сцепление с бетоном (см. таблицу А.2).

А.3.3.5 При расчетах опорных сечений в соответствии с характером эпюр распределения опорных моментов выделяют четыре расчетные полосы согласно рисунку А.3.

Расчетные полосы (позиции 2, 3), расположенные по противоположным граням колонн, должны быть шириной $0,4 \cdot (w_1 + w_2)$ (где w_1 и w_2 — расстояния между осью колонны и линиями нулевых перерезывающих сил в каждую сторону от оси колонны соответственно). В пределах выделяемых расчетных полос допускается принимать равномерное распределение опорных изгибающих моментов и размещать арматуру.

Две дополнительные расчетные полосы (позиции 4, 5) принимают по линии оси колонн в поперечном направлении. Ширину расчетной полосы распределяют в равных долях пролета от линии нулевого среза.

Рисунок А.3 — Расчетные полосы для моментов относительно оси x

А.3.3.6 Для характерных (расчетных) сечений выделенных расчетных полос определяют усилия (изгибающие моменты) путем интегрирования (численного интегрирования) эпюры распределения погонных усилий вдоль расчетного сечения.

А.3.3.7 При проверках опорных сечений по предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности, в отличие от пролетных сечений, следует рассматривать не средние, а максимальные значения моментов, действующих в выделенных расчетных полосах.

А.3.3.8 Если требования по ограничению напряжений согласно таблице А.2 для расчетных полос не выполняются, необходимо производить проверку ширины раскрытия трещин в соответствии с 9.2.

В случае когда проверку ширины раскрытия трещин не производят, следует вносить изменения в конструктивные решения плиты (например, предусматривать установку дополнительной арматуры для ограничения ширины раскрытия трещин).

А.4 Проектирование напрягающих элементов

А.4.1 Проектирование напрягающих элементов основано на выборе горизонтального и вертикального профиля трассы канатов, определении требуемого количества напрягаемой арматуры в сечениях расчетных полос плиты.

А.4.2 На рисунке А.4 приведены характерные схемы размещения напрягающих элементов в плане перекрытия при регулярной сетке колонн, приближающейся к прямоугольной.

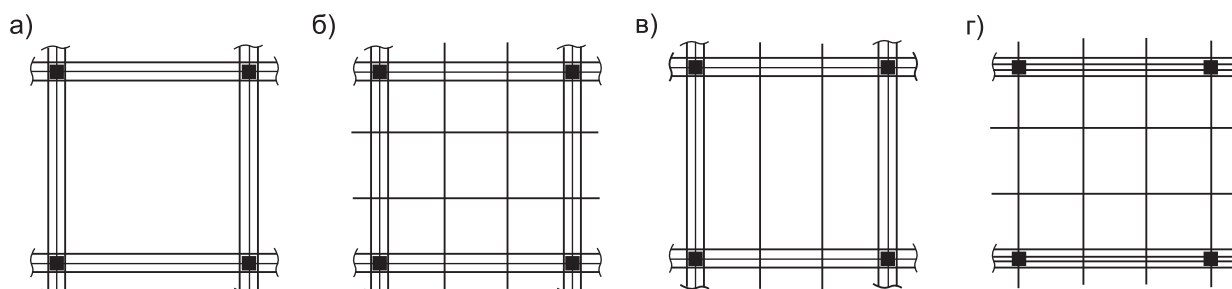


Рисунок А.4 — Характерные схемы размещения напрягающих элементов в плане перекрытия при регулярной сетке колонн

А.4.3 В перекрытиях с большими пролетами при относительно большой (примерно 300 мм) толщине плиты следует применять равномерное размещение напрягаемых элементов в поле плит в двух направлениях или концентрированное размещение в межколонной полосе согласно рисунку А.4 а).

Наиболее благоприятным является размещение, приведенное на рисунке А.4 б). При толщине плиты менее 300 мм технологически более выгодным являются размещения, приведенные на рисунке А.4 в) и г).

Размещение, приведенное на рисунке А.4 а), обеспечивает повышение сопротивления плиты при местном срезе.

А.4.4 В плитах перекрытий с размещением напрягаемой арматуры в виде переплетения следует принимать во внимание, что в двух направлениях плиты имеют различную рабочую высоту. Поэтому при создании постнапряжения в плитах рекомендуется применять канаты, имеющие небольшие диаметры.

А.4.5 Как в одном, так и в другом направлении плиты не менее двух напрягающих элементов должны располагаться над колонной, а шаг между соседними, равномерно распределенными напрягаемыми канатами в поле плиты S не должен превышать $8h_{pl}$ (где h_{pl} — толщина плиты).

А.4.6 Вертикальная трассировка напрягающих элементов (расположение каната(-ов) в вертикальной плоскости плиты) должна обеспечить наиболее эффективное восприятие нагрузки за счет возникающих поперечных усилий или эквивалентной поперечной нагрузки обратного знака по отношению к направлению действующих расчетных нагрузок и передаче их на опоры (полностью или частично).

Особенности трассировки оси вертикального профиля напрягающих элементов и соответствующие зависимости для определения эквивалентной нагрузки от бокового давления каната на стенки каналаобразователя приведены в А.5.

А.4.7 Профиль оси трассы напрягающих элементов, площадь их поперечного сечения и усилие натяжения должны обеспечить восприятие расчетного значения собственного веса монолитной плиты перекрытия в пределах от 80 % до 100 % за счет возникающей эквивалентной нагрузки от бокового давления каната на стенки каналаобразователя.

А.5 Трассировка напрягающих элементов в постнапряженных конструкциях. Определение эквивалентных нагрузок

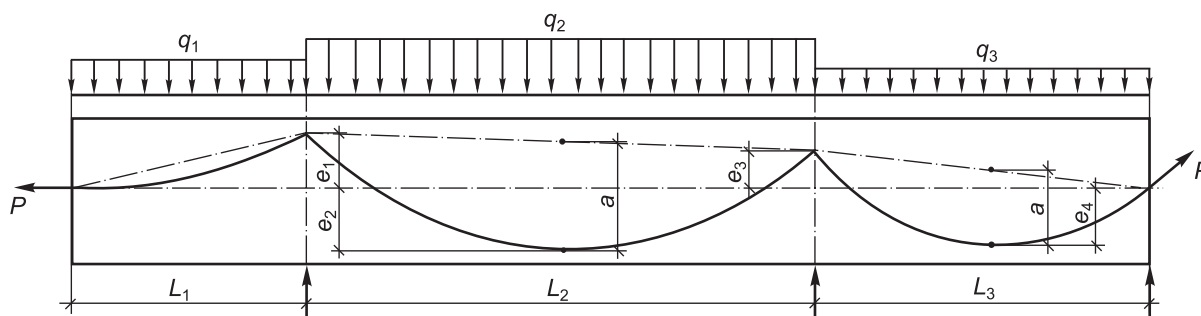
А.5.1 Трассировка напрягающих элементов

А.5.1.1 Для создания эквивалентных вертикальных нагрузок, направленных противоположно действию постоянных и переменных нагрузок, для соответствующей расчетной ситуации напрягающие элементы, не имеющие сцепления с бетоном, следует рационально размещать по высоте сечения и в плане.

Эквивалентными вертикальными нагрузками моделируют реакции, направленные вертикально, которые возникают при натяжении напрягающих элементов, имеющих криволинейный профиль трассы.

А.5.1.2 Геометрические параметры профиля трассы напрягающего элемента назначают исходя из расчета таким образом, чтобы очертание эпюры моментов, создаваемой усилием натяжения, имело форму, близкую к очертанию эпюры изгибающих моментов от соответствующего сочетания нагрузок, но противоположную по знаку.

А.5.1.3 Величину подъема профиля трассы каната a , принимаемую при расчетах эквивалентных равномерно распределенных нагрузок, определяют как расстояние по вертикали от точки, лежащей на середине отрезка, соединяющего точки перегиба на профиле трассы для данного пролета, до оси профиля трассы в соответствующей области (рисунки А.5–А.7).



a — величина подъема профиля трассы каната

Рисунок А.5 — Идеализированная схема профиля трассы напрягающего элемента для неразрезного элемента с консолью при действии равномерно распределенных нагрузок

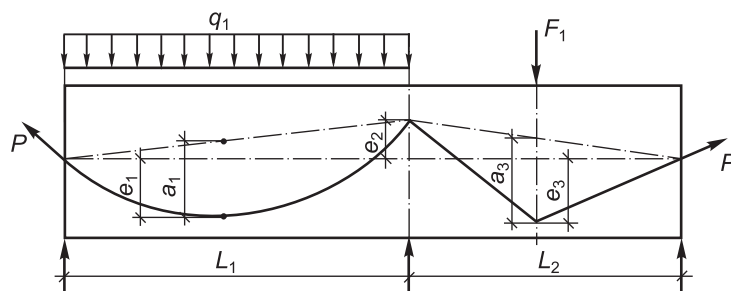


Рисунок А.6 — Идеализованная схема профиля трассы напрягающего элемента для неразрезного элемента при действии сосредоточенной силы в пролете L_2

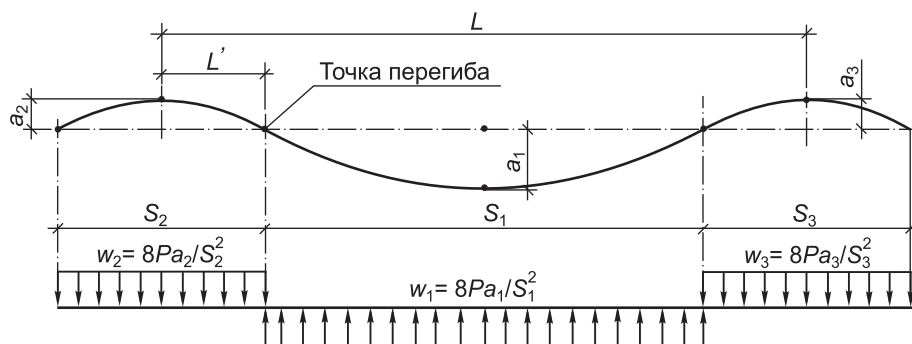


Рисунок А.7 — Фактическая схема профиля трассы напрягающего элемента и соответствующее распределение эквивалентных равномерно распределенных нагрузок

А.5.1.4 С учетом конструктивно-технологических требований, например, напрягающие канаты не должны иметь «острых» перегибов (в отличие от идеализованных схем, приведенных на рисунках А.5 и А.6.), канаты в общем случае следует трассировать в соответствии с фактической схемой, приведенной на рисунке А.7.

А.5.1.5 В общем случае отношение L' / L (см. рисунок А.7) следует принимать равным 0,05 при отношении $L / d = 40$. В случае применения круглых каналов, в которых размещена группа нескольких одиночных канатов, радиус закругления на опоре должен составлять не менее $70\phi_{duct}$ (где ϕ_{duct} — диаметр канала), для одиночного каната (моностренда) — не менее 2,5 м.

Дополнительные указания, касающиеся конструктивно-технологических требований, действующих при проектировании профиля трассы напрягающих элементов, могут быть установлены в технических аттестатах для конкретной системы постнапряжения.

А.5.2 Определение эквивалентных нагрузок

А.5.2.1 Систему сил, прикладываемых к бетонному элементу посредством напрягающих канатов, следует представлять как эквивалентную равномерно распределенную нагрузку, компенсирующую полностью или частично внутренние усилия (эффекты) от постоянных и части переменных нагрузок, действующих в соответствующей расчетной ситуации.

При проектировании постнапряженных плоских перекрытий профиль оси трассы напрягающих элементов, площадь их поперечного сечения и усилие натяжения должны обеспечивать восприятие расчетного значения собственного веса монолитной плиты перекрытия в пределах от 80 % до 100 % за счет возникающей эквивалентной нагрузки от бокового давления каната на стенки каналаобразователя.

А.5.2.2 В соответствии со схемой, показанной на рисунке А.7, внутренние эквивалентные усилия, являющиеся результатом натяжения канатов, имеющих параболический профиль трассы, направлены вверх и равномерно распределены по длине трассы в пролете. На концевых участках элемента конструктивной системы вертикальные составляющие усилия обжатия, создаваемого канатом, передаются на бетон через анкерные устройства и приспособления. При этом следует проверять условие,

в соответствии с которым все действующие усилия, относящиеся к категории внутренних, являются взаимно уравновешенными.

А.5.2.3 При параболическом профиле трассы напрягающего элемента значение равномерно распределенной эквивалентной нагрузки w_i в общем случае следует определять по формуле

$$w_i = \frac{8P_{m,t}a}{L^2}, \quad (\text{А.3})$$

где L — расстояние между точками перегиба профиля трассы напрягающего элемента (в неразрезных плитах $L = S$, см. рисунок А.7);

a — величина подъема профиля трассы каната, измеряемая по вертикали в центре отрезка, соединяющего точки перегиба трассы напрягающего элемента (см. рисунок А.7);

$P_{m,t}$ — среднее значение усилия натяжения к моменту времени t .

А.6 Вторичные эффекты постнапряжения

А.6.1 При проверках предельных состояний конструктивных систем с постнапряженными плоскими плитами следует учитывать, что эквивалентные равномерно распределенные нагрузки от постнапряжения создают первичные и вторичные эффекты в элементах конструктивной системы. Вторичные эффекты в общем случае являются реакциями в элементах статически неопределимой системы, не подвергаемых непосредственно постнапряжению (колоннах, стенах, опорных конструкциях).

А.6.2 Проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности постнапряженных плит допускается производить с учетом эквивалентных нагрузок без выделения первичных и вторичных эффектов, создаваемых в конструктивной системе от постнапряжения.

При проверках предельных состояний несущей способности в расчетных сочетаниях эффектов воздействий учитывают только вторичные эффекты, создаваемые в конструктивной системе эквивалентными нагрузками. Первичные эффекты постнапряжения (усилия в напрягающих элементах и моменты) учитывают в модели сопротивления критических сечений.

А.6.3 При проверках предельных состояний несущей способности вторичные эффекты (изгибающие моменты и поперечные силы) включают в основные сочетания совместно с постоянными и переменными нагрузками, применяя частный коэффициент $\gamma_p = 1,0$. Методы расчета вторичных эффектов, создаваемых в элементах конструктивной системы эквивалентной нагрузкой от постнапряжения, приведены в приложении К.

А.7 Минимальный коэффициент армирования для продольной ненапрягаемой арматуры

А.7.1 В плоских плитах в местах их опирания на колонны и в пролетах следует устанавливать ненапрягаемую арматуру для ограничения ширины раскрытия трещин. Поперечное сечение такой арматуры должно составлять не менее 0,075 % от наибольшего сплошного поперечного сечения бетона в расчетной полосе и быть распределено в пределах зоны, ширина которой составляет по 1,5 d в обе стороны от граней колонны. Надпорную арматуру следует располагать как можно ближе к верхней грани плиты и на длине, требуемой по расчету, но не менее 0,2 L плюс длина анкеровки. Максимальный шаг арматуры должен быть не более 300 мм.

А.7.2 Для плоских постнапряженных плит, в которых напрягающие элементы не имеют сцепления с бетоном, площадь ненапрягаемой арматуры в пролете следует определять расчетом, исходя из условия восприятия этой арматурой не менее 40 % предельного усилия. Ненапрягаемую арматуру, имеющую сцепление с бетоном, в пролете плиты следует размещать внутри зоны, расположенной на расстоянии не менее 0,2 L плюс длина анкеровки от центра опоры с шагом S , который определяют по формуле

$$S = \min \{ 3h_p; 500 \text{ мм} \}, \quad (\text{А.4})$$

где h_p — толщина плиты.

А.7.3 На участках пролета плиты, где возникает выгиб при обжатии, минимальный коэффициент армирования $\rho_{l,\min}$ должен составлять 0,1 %. Расстояние между стержнями арматуры в этой зоне должно быть не более 500 мм.

А.8 Ограничение напряжений в постнапряженных плитах

А.8.1 Допустимые значения напряжений на верхней и нижней гранях плиты при проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности для МКЭ приведены в таблице А.2, для метода эквивалентной рамы — в таблице А.3.

Таблица А.3 — Допустимые значения напряжений на верхней и нижней гранях плиты для метода эквивалентной рамы

Положение плиты	Сжатие	Растяжение	
		элементов с арматурой, имеющей сцепление с бетоном ²⁾	элементов без арматуры, имеющей сцепление с бетоном
Опора	$0,3f_{ck}^{1)}$	$0,9f_{ctm}$	$0,3f_{ctm}$
Пролет	$0,4f_{ck}^{1)}$		
¹⁾ Арматурой, имеющей сцепление с бетоном, могут быть напрягающие элементы со вторичным сцеплением или ненапрягаемая арматура.			
²⁾ При проверке деформативности данные значения могут быть превышены.			
<i>Примечание</i> — Расстояние между стержнями или напрягающими элементами, имеющими сцепление с бетоном, должно быть не более 500 мм, в противном случае применяют значения, указанные для элементов без арматуры, имеющей сцепление с бетоном.			

А.8.2 Дополнительную расчетную ненапрягаемую арматуру в опорной зоне и в пролетных зонах плоских постнапряженных плит для соответствующего сочетания эффектов воздействий следует устанавливать, если растягивающие напряжения на наиболее растянутой грани превышают $0,3f_{ctm}$.

А.8.3 В сечениях, для которых не выполняются требования ограничения напряжений согласно таблицам А.2 и А.3, следует перепроектировать плиту (изменить ее толщину, уровень обжатия и т. д.) или выполнить проверку допустимой ширины раскрытия трещин.

А.8.4 При проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности значение прогиба в критических ситуациях допускается определять с использованием линейно-упругих конечно-элементных моделей с учетом эффектов от длительного действия нагрузок.

А.8.5 Для регулярных конструктивных систем, плиты перекрытия которых рассчитывают на действие равномерно распределенных нагрузок и для которых эквивалентная нагрузка от постнапряжения не полностью компенсирует постоянные нагрузки, при определении прогибов эффекты от длительного действия нагрузки допускается учитывать путем умножения значения прогиба, полученного из линейно-упругого расчета, на повышающий коэффициент, значения которого приведены в таблице А.4.

Таблица А.4 — Значения повышающего коэффициента, учитывающего эффекты от длительного действия нагрузки

Нагрузки	Значение повышающего коэффициента к упругому прогибу
Постоянные	3,0
Постнапряжение (с учетом всех потерь)	3,0
Функциональные на перекрытие	1,5
<i>Примечание</i> — Данные значения коэффициентов следует применять к прогибам, полученным из линейно-упругого расчета конструкции для практически постоянного сочетания нагрузок.	

А.8.6 Если в выделенных расчетных полосах растягивающие напряжения, полученные из линейно-упругого расчета, превышают допустимые значения напряжений, приведенные в таблице А.2, при проверках прогибов следует учитывать эффекты, связанные со снижением изгибной жесткости плиты в результате образования трещин.

Допускается производить модификацию изгибной жесткости плиты, корректируя значения моментов инерции сечений I или модуля упругости бетона E_{cm} . При этом следует учитывать, что при

корректировке E_{cm} модифицированная изгибная жесткость оказывает влияние на распределение осевых (нормальных к продольной оси) деформаций и напряжений.

A.8.7 В общем случае изгибную жесткость для элементов с трещинами рекомендуется корректировать по диаграммам «момент — кривизна».

A.8.8 Значения коэффициентов модификации изгибной жесткости являются переменными и зависят от распространения локализованных областей трещинообразования (длины пластических шарниров) и в общем случае могут быть приняты в пределах от 0,7 до 0,9.

A.9 Учет влияния ограничения деформаций (укорочения) плит при их возведении и эксплуатации

A.9.1 Постнатяженные плиты перекрытий следует проектировать таким образом, чтобы была обеспечена возможность их укорочения в процессе возведения и эксплуатации. В общем случае укорочение достигается в результате:

- температурно-усадочных деформаций;
- упругого укорочения при передаче и действии усилия обжатия от натягающих элементов;
- ползучести бетона.

A.9.2 Эффекты, связанные с ограничением деформаций укорочения плит, могут не учитываться, если выполняются следующие условия:

- а) среднее значение сжимающих напряжений в бетоне после действия усилия обжатия с учетом всех потерь не превышает 2 МПа;
- б) длина здания (плиты перекрытия в плане) составляет не более 50 м;
- в) в пределах плана перекрытия имеется не более одного жесткого ограничения (например, лифтовая шахта, ядро жесткости и т. д.).

A.9.3 На рисунке A.8 приведены характерные расчетные схемы для определения деформаций укорочения плит в условиях ограничения. Расчет упругих деформаций, деформаций усадки и ползучести следует производить с использованием параметров вынужденных деформаций.

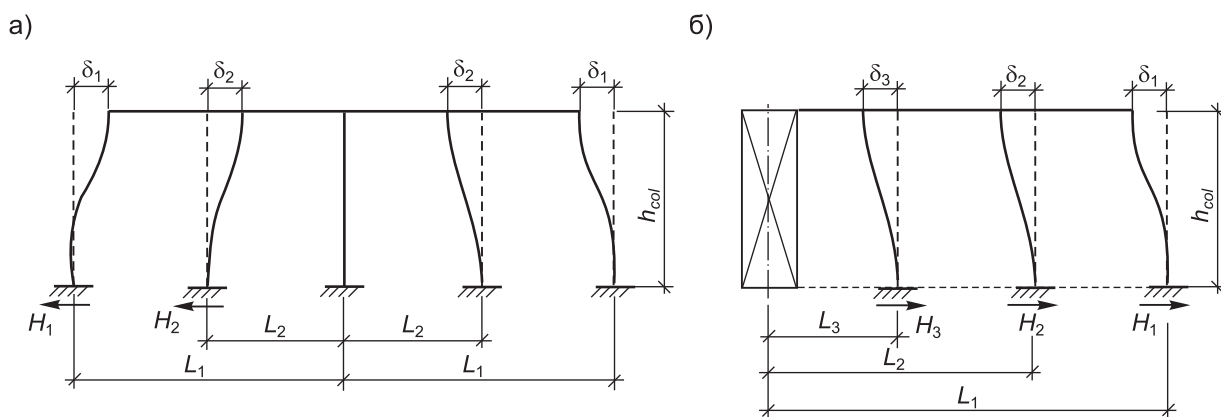


Рисунок A.8 — Расчетные схемы для определения деформаций укорочения плит:

- а — при симметричном опирании плиты на колонны;
- б — при асимметричном опирании плиты на колонны

A.9.4 Упругие деформации следует определять, принимая в расчетах значение модуля упругости бетона к моменту натяжения натягающих канатов.

A.9.5 Усилие, требуемое для деформирования колонны (см. рисунок A.8), рассчитывают по следующим формулам:

$$\delta_i = \varepsilon_{LT} L_i, \quad (\text{A.5})$$

$$H_i = 12E_{cm}(t) \cdot I_{ci} \delta_i / (h_{col})^3, \quad (\text{A.6})$$

где ε_{LT} — полная длительная деформация укорочения-удлинения; на стадии предварительного проектирования допускается принимать $\varepsilon_{LT} = 75,0 \cdot 10^{-5}$;

- L_i — расстояние от точки с нулевыми перемещениями недеформируемого элемента до соответствующей колонны;
- I_{ci} — момент инерции поперечного сечения колонны;
- h_{col} — высота колонны.

A.9.6 При определении горизонтальных усилий H_i значение $E_{cm}I_i$ для колонн допускается снижать с учетом развития деформаций ползучести и возможного образования трещин. Без выполнения расчетов значение упругих характеристик при кратковременном нагружении допускается снижать до 50 % (т. е. $0,5E_{cm}I_i$).

A.9.7 Полное растягивающее усилие как результат ограничения укорочения плиты является суммой усилий, действующих в каждой из колонн с одной стороны от недеформируемого элемента (стационарной точки, см. рисунок А.8). Растягивающее усилие на рисунке А.8 а) равно $H_1 + H_2$, на рисунке Д.8 б) — $H_1 + H_2 + H_3$.

A.9.8 Полное растягивающее усилие в плите следует вычитать из усилия предварительного напряжения (обжатия) плиты.

A.9.9 Растягивающее усилие от ограничения $\sum_{i=1}^n H_i$ в расчетах не учитывают, если его значение не превышает 10 % усилия обжатия от постнапряжения. В противном случае усилие обжатия следует назначать таким образом, чтобы после его приложения было не только погашено растяжение, но и достигнуто эффективное преднапряжение.

A.9.10 Если не возможно обеспечить деформативность вертикального элемента при изгибе, следует предусматривать другие меры, позволяющие обеспечить эффективное обжатие и исключить или снизить до приемлемого уровня растягивающие усилия в плите.

A.10 Дополнительные требования по конструированию постнапряженных плит покрытий и перекрытий

A.10.1 Толщину защитного слоя бетона в плоских постнапряженных плитах перекрытий следует устанавливать исходя из требований конструкционной безопасности, долговечности и огнестойкости.

A.10.2 В общем случае толщину защитного слоя бетона следует назначать в соответствии с требованиями настоящих строительных правил и технических спецификаций для конкретного вида напрягающих канатов.

A.10.3 В конструкциях из бетона нормального веса с напрягающими элементами без сцепления с бетоном следует применять канаты в специальных оболочках (стальных, HDPE со смазкой), поставляемых предприятиями-изготовителями в соответствии с действующей технической документацией. В отдельных случаях напрягающие элементы в постнапряженных конструкциях допускается располагать в закрытых каналах, образуемых преимущественно неизвлекаемыми каналообразователями из полимерных материалов.

Неизвлекаемые каналообразователи из цельнотянутых или полимерных труб допускается применять только на коротких участках в стыках между сборными блоками составных по длине конструкций и в местах перегибов и анкеровки напрягаемой арматуры.

A.10.4 Для плоских постнапряженных плит перекрытия, при возведении которых применялись канаты в оболочках из плотного полимера, минимальная толщина защитного слоя бетона до оболочки каната c_{min} , мм, должна составлять:

- 20 — для конструкций, эксплуатируемых внутри зданий;
 - 35 — для конструкций, эксплуатируемых на открытом воздухе (например, паркинги и др.).
- Номинальная толщина защитного слоя бетона c_{nom} , мм, должна составлять:
- 30 — для конструкций, эксплуатируемых внутри зданий;
 - 45 — для конструкций, эксплуатируемых на открытом воздухе (например, паркингов и др.).

A.10.5 Назначение толщины защитного слоя бетона из требований огнестойкости следует производить в соответствии с ТКП EN 1992-1-2. Рекомендуемые минимальные размеры от грани бетонного сечения до оси напрягающего элемента приведены в таблице А.5.

Таблица А.5 — Минимальные размеры от грани бетонного сечения до оси напрягающего элемента плоских постнапряженных плит исходя из требований огнестойкости

Конструктивный элемент	Наименование размера	Минимальный размер, мм, для предела огнестойкости		
		R 240	R 120	R 60
Плоские плиты перекрытий и покрытий: работающие в одном направлении (балочные): свободно опертые неразрезные* работающие в двух направлениях: свободно опертые неразрезные*	Высота (с учетом отделки)	175	120	80
	Расстояние до оси напрягающего элемента	80	55	35
		55	35	25
	То же	65	40	30
		55	35	25
* Если перераспределение моментов принимается более 15 %, следует использовать значения, установленные для свободно опертых плит, работающих в одном направлении.				

А.10.6 При назначении расстояний в свету между напрягающими элементами в постнапряженных плитах при расположении их в закрытых каналах следует соблюдать требования, указанные в таблице А.5.

При смешанном армировании минимальное расстояние между ненапрягаемым арматурным стержнем и стенкой закрытого канала принимают, руководствуясь указаниями, относящимися к расстоянию между стержнями.

А.10.7 В постнапряженных перекрытиях профиль трассы напрягаемой арматуры назначают в соответствии с правилами, изложенными в соответствующей технической документации для конкретных систем предварительного напряжения. Допускается пользоваться правилами, изложенными в А.5.1 и приложении Л.

А.10.8 При проектировании плоских постнапряженных плит соблюдают следующие требования:

- ненапрягаемую арматуру, воспринимающую отрицательный момент, следует располагать над опорами (колоннами), как показано на рисунке А.9;
- напрягающие элементы одного главного направления следует группировать по линии опор (колонн), а другого — распределять равномерно по полю плиты.

Минимальное армирование следует устанавливать, как правило, группируя по линии опор в соответствии с рисунком А.9.

А.10.9 Минимальная площадь ненапрягаемой арматуры в нормальном сечении плиты перекрытия должна удовлетворять требованиям к минимальному коэффициенту армирования.

Ненапрягаемую арматуру или дополнительную напрягаемую арматуру в плитных конструкциях следует устанавливать в тех зонах конструкции, в которых средние напряжения обжатия в расчетной полосе составляют менее 0,7 Н/мм², при этом должно выполняться условие

$$\left(\frac{P_{mt}}{A_c} \right) / 0,70 + A_{s,min} / (0,0018 A_{ct}) \geq 1, \quad (A.7)$$

где A_{ct} — площадь растянутой зоны сечения, определяемая как произведение ширины расчетной полосы на половину толщины плиты.

А.10.10 В ненапряженных зонах плоских плит (рисунок А.10) следует устанавливать дополнительную ненапрягаемую арматуру.

Площадь ненапрягаемой растянутой арматуры и (или) напрягающих канатов, располагаемой(-ых) параллельно краю плиты, должна воспринимать изгибающий момент от расчетной вертикальной нагрузки, рассчитанной для неразрезной плиты, имеющей пролет l_a (см. рисунок А.10).

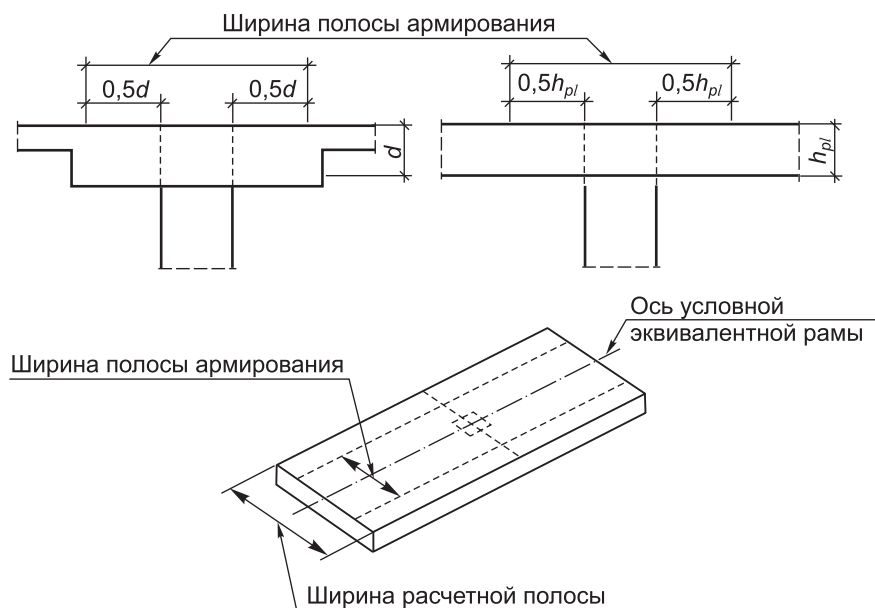


Рисунок А.9 — Схемы размещения ненапрягаемой арматуры, имеющей сцепление с бетоном

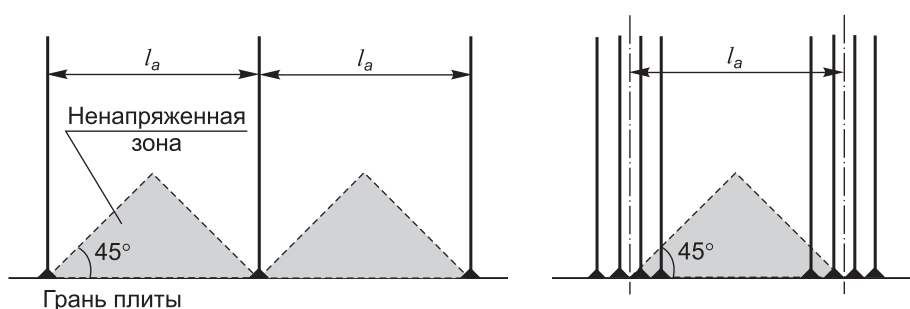


Рисунок А.10 — Схемы размещения ненапряженных зон в плоских плитах, в которых следует устанавливать дополнительную ненапрягаемую арматуру

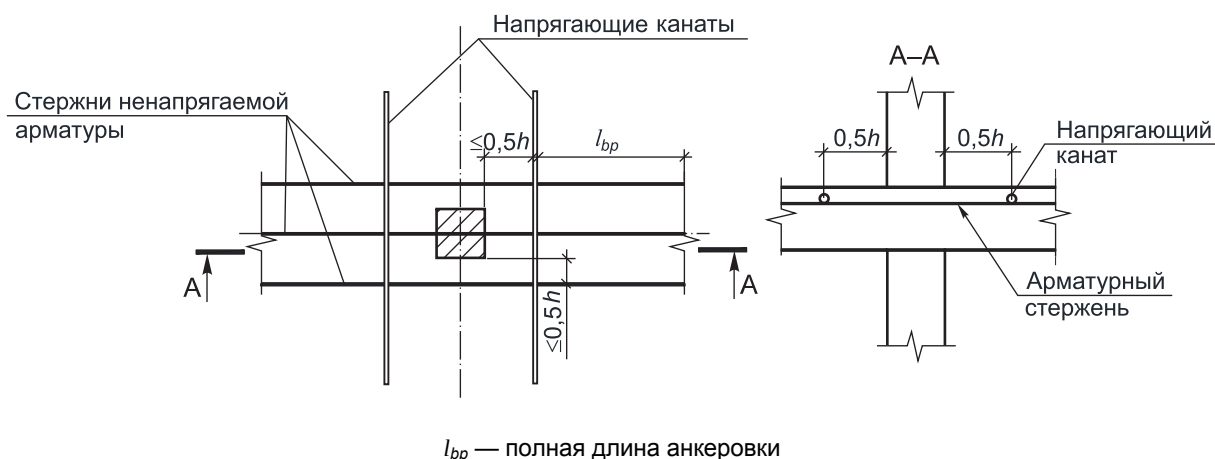
Эта арматура должна быть равномерно распределена на ширине, равной $0,7l_a$, и быть непрерывной вдоль края плиты.

Напрягающие элементы, применяемые для восприятия температурно-усадочных напряжений, следует располагать на расстоянии, не превышающем 1800 мм.

А.10.11 Минимальная площадь ненапрягаемой арматуры, располагаемой перпендикулярно грани плиты, должна быть не менее $0,0013bh_{pl}$ или 0,25 площади арматуры, располагаемой параллельно грани плиты. Ненапрягаемую арматуру следует располагать равномерно между анкерами на длине большей, чем l_a или $0,7l_a$ плюс полная длина анкеровки (где l_a — расстояние между напрягающими элементами согласно рисунку А.10).

Напрягающие элементы, проходящие через эти зоны (рисунок А.10) параллельно грани плиты, следует учитывать совместно с ненапрягаемой арматурой, установленной в этих зонах.

А.10.12 В местах пересечения плит с колоннами, в зонах, где не установлена поперечная арматура, рекомендуется не менее двух канатов располагать в пределах зоны, ограниченной расстояниями $0,5h$ от каждой грани колонны, — для внутренних колонн и минимум один канат располагать параллельно грани (краю) плиты — для крайних колонн (рисунок А.11). Канаты, располагаемые в пределах указанных зон, следует учитывать при проверках предельных состояний плит на местный срез. В случае наличия поперечного армирования зона $0,5h$ может быть увеличена до h .



Примечание — Арматурный стержень должен быть расположен ниже каната.

Рисунок А.11 — Размещение напрягаемой арматуры в случае, когда напрягающие элементы не располагаются в зоне $0,5h$ от грани колонны

А.10.13 При невозможности расположения напрягающих канатов в соответствии с А.10.12 следует размещать дополнительную ненапрягаемую арматуру согласно рисунку А.11.

Дополнительная ненапрягаемая арматура должна отвечать следующим требованиям:

- располагаться под напрягающими канатами;
- иметь достаточную площадь сечения для передачи вертикальной (поперечной) реакции усилия постнапряжения с каната на колонну;
- иметь достаточную (полную) длину анкерования за осью каната (см. рисунок А.11);
- располагаться внутри зоны $0,5h$ от грани колонны. При этом не менее чем один ненапрягаемый стержень должен располагаться над колонной (по оси колонны).

Приложение Б

Формат безопасности при выполнении нелинейного анализа

Б.1 Общие положения

Б.1.1 Программное обеспечение, применяемое для выполнения нелинейного анализа конструкций, следует верифицировать на базе опытных данных и результатов эталонных расчетов.

Эти верификации должны включать:

- результаты испытаний материалов;
- результаты испытаний конструкций, имеющих различные механизмы (формы) отказа;
- тестирование чувствительности к разбиению сетки конечных элементов.

Б.1.2 При выполнении нелинейного анализа проверки предельных состояний выполняют из общего условия, согласно которому расчетные значения эффектов воздействий, определяемые согласно СН 2.01.01, не должны превышать расчетные значения сопротивления:

$$E_d \leq R_d,$$

где R_d — расчетное значение сопротивления, определенное с помощью нелинейного анализа;

E_d — расчетное значение эффекта воздействия.

Значение R_d может быть определено с использованием формата безопасности согласно Б.2 или Б.3.

Б.2 Метод частных коэффициентов

Если для проверок предельных состояний несущей способности (ULS) применяется нелинейный анализ, для которого формат безопасности обеспечивается методом частных коэффициентов согласно СН 2.01.01, расчетное сопротивление R_d следует определять, используя в нелинейной расчетной модели сопротивления расчетные характеристические значения свойств материалов и номинальные геометрические размеры.

Б.3 Метод глобального сопротивления

Б.3.1 Общие положения

Расчетное значение сопротивления конструкции R_d определяют по формуле

$$R_d = \frac{R_m}{\gamma_r^* \gamma_{Rd}} \quad (\text{Б.1})$$

или

$$R_d = \frac{R_m}{\gamma_R}, \quad (\text{Б.2})$$

где R_m — сопротивление конструктивного элемента, полученное при выполнении нелинейного анализа с использованием средних значений характеристик свойств материалов и номинальных геометрических размеров;

γ_r^* — коэффициент глобального сопротивления, учитывающий неопределенности, связанные с изменчивостью свойств материалов и геометрических размеров;

γ_{Rd} — коэффициент глобального сопротивления, учитывающий неопределенности расчетной модели сопротивления;

γ_R — коэффициент глобального сопротивления, учитывающий неопределенности, связанные с изменчивостью свойств материалов, геометрических размеров и модели сопротивления; определяют по формуле

$$\gamma_R = \gamma_{Rd} \gamma_r^* \quad (\text{Б.3})$$

Б.3.2 Определение коэффициента глобального сопротивления

Б.3.2.1 Коэффициент глобального сопротивления γ_r^* определяют по формуле

$$\gamma_r^* = \exp \cdot (\alpha_R \beta_{tag} V_R^*), \quad (\text{Б.4})$$

где α_R — коэффициент чувствительности для сопротивления; принимают равным 0,8;

β_{tag} — целевое значение индекса надежности согласно СН 2.01.01;

$$V_R^* = \frac{1}{c} \cdot \ln \left(\frac{R_m}{R_k} \right), \quad (\text{Б.5})$$

здесь R_k — сопротивление конструкции, полученное путем нелинейного анализа при характеристических значениях свойств материалов и номинальных геометрических размерах.

Б.3.2.2 Значения коэффициента глобального сопротивления γ_{Rd} , учитывающего неопределенности расчетной модели сопротивления, получают путем численной калибровки на фоне экспериментальных данных и эталонных расчетов.

Значение коэффициента γ_{Rd} принимают равным:

- 1,06 — для проверенных численных моделей (изгибаемых, балочных элементов);
- 1,10 — для недостаточно проверенных численных моделей (изгибаемых, балочных элементов);
- 1,35 — для других элементов.

Б.4 Полностью вероятностный метод

Формат безопасности для нелинейных расчетов может быть установлен на базе полностью вероятностного метода в соответствии с СН 2.01.01.

Приложение В

Расчет параметров ползучести и усадки бетона

В.1 Общие положения

В.1.1 В соответствии с положениями настоящей модели развития длительных (реологических) процессов в бетоне полную деформацию ползучести, как и усадки, принято рассматривать как сумму составляющих частей:

— базовая ползучесть или базовая усадка, определяемые как относительные деформации бетона, развивающиеся в изолированных условиях;

— ползучесть высыхания и усадка высыхания бетона, обусловленные испарением из него влаги в окружающую среду.

В.1.2 Зависимости для определения относительных деформаций ползучести и усадки бетона позволяют прогнозировать длительное поведение некоторого усредненного поперечного сечения неармированного элемента, подверженного хранению в нормальных температурно-влажностных условиях в течение не менее 14 сут.

В.1.3 Если не даны специальные указания, содержащиеся в настоящем приложении зависимости считаются справедливыми для конструктивных элементов, изготовленных из бетона с прочностью на сжатие $12 \leq f_{ck} \leq 100$ МПа, воспринимающего сжимающие напряжения $\sigma_c \leq 0,4f_{cm}(t_0)$, примененные в возрасте t_0 (с учетом температурной модификации), и эксплуатирующихся в условиях средней влажности в диапазоне от 40 % до 100 % и при средней температуре окружающей среды от 5 °С до 30 °С. Зависимости для определения относительных деформаций ползучести и усадки бетона характерны начиная с возраста $t_0 = 1$ сут.

В.1.4 Приведенные зависимости для определения ползучести и усадки могут быть применены к бетонному элементу, подвергнутому растяжению.

В.1.5 Базовая усадка и усадка высыхания являются изотропными относительными деформациями бетона, базовая ползучесть — анизотропной относительной деформацией бетона.

В.1.6 Для бетона, работающего без трещин, коэффициент Пуассона при расчете базовой ползучести может быть принят равным 2,0; при расчете ползучести высыхания — 1,0.

В.2 Базовые уравнения для определения коэффициента ползучести

В.2.1 Коэффициент ползучести $\varphi(t, t_0)$ определяют по формуле

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0), \quad (\text{В.1})$$

где $\varphi_{bc}(t, t_0)$ — базовый коэффициент ползучести; определяют по формуле (В.2);

$\varphi_{dc}(t, t_0)$ — коэффициент ползучести высыхания; определяют по формуле (В.5);

t — возраст бетона в рассматриваемый момент времени, сут;

t_0 — возраст бетона в момент нагружения, сут, приведенный (модифицированный) в соответствии с формулами (В.13) и (В.14).

В.2.2 Базовый коэффициент ползучести $\varphi_{bc}(t, t_0)$ вычисляют по формуле

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t - t_0), \quad (\text{В.2})$$

где $\beta_{bc}(f_{cm})$ — функция, описывающая влияние прочности бетона на базовый коэффициент ползучести; определяют по формуле

$$\beta_{bc}(f_{cm}) = \frac{18}{(f_{cm})^{0,7}}, \quad (\text{В.3})$$

здесь f_{cm} — в МПа;

$\beta_{bc}(t-t_0)$ — функция, описывающая развитие базовой ползучести во времени; определяют по формуле

$$\beta_{bc}(t-t_0) = \ln \left[\left(\frac{30}{t_{0adj}} + 0,035 \right)^2 \cdot (t-t_0) + 1 \right], \quad (\text{B.4})$$

здесь t_{0adj} — модифицированный возраст бетона к моменту нагружения, сут; определяют по формуле (B.14).

В.2.3 Коэффициент ползучести высыхания $\varphi_{dc}(t, t_0)$ определяют по формуле

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta_{dc}(RH) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t-t_0), \quad (\text{B.5})$$

где $\beta_{dc}(f_{cm})$ — функция, описывающая влияние прочности бетона на ползучесть высыхания; определяют по формуле

$$\beta_{dc}(f_{cm}) = \frac{412}{(f_{cm})^{1,4}}, \quad (\text{B.6})$$

здесь f_{cm} — в МПа;

$\beta_{dc}(RH)$ — функция, описывающая влияние относительной влажности и приведенного размера сечения на ползучесть высыхания; определяют по формуле

$$\beta_{dc}(RH) = \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0,1 \frac{h_0}{100}}}; \quad (\text{B.7})$$

$\beta_{dc}(t_0)$ — функция, описывающая влияние модифицированного возраста бетона на ползучесть высыхания; определяют по формуле

$$\beta_{dc}(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_{0adj}^{0,2}}; \quad (\text{B.8})$$

$\beta_{dc}(t-t_0)$ — функция, описывающая влияние длительности развития ползучести; определяют по формуле

$$\beta_{dc}(t-t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{\beta_h + (t-t_0)} \right]^{\gamma(t_{0adj})}, \quad (\text{B.9})$$

здесь

$$\gamma(t_{0adj}) = \frac{1}{2,3 + \frac{3,5}{\sqrt{t_{0adj}}}}; \quad (\text{B.10})$$

$$\beta_h = 1,5h_0 + 250\alpha_{fcm} \leq 1500\alpha_{fcm}; \quad (\text{B.11})$$

$$\alpha_{fcm} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5}; \quad (\text{B.12})$$

RH — относительная влажность окружающей среды, %;

h_0 — приведенный размер элемента, мм; определяют по формуле

$$h_0 = 2A_c / u, \quad (\text{B.13})$$

A_c — площадь поперечного сечения, мм²;

u — открытый периметр сечения, мм, контактирующий с окружающей средой;

t_{0adj} — определяют по формуле (B.14).

В.2.4 Влияние вида цемента на коэффициент ползучести бетона следует определять путем модификации возраста бетона в момент нагружения t_0 в t_{0adj} , сут, по формуле

$$t_{0adj} = t_{0\tau} \left[\frac{9}{2 + t_{0\tau}^{1,2}} + 1 \right]^{\alpha_{sc}} \geq 0,5, \quad (\text{В.14})$$

где $t_{0\tau}$ — возраст бетона, сут, модифицированный с учетом влияния температуры по формуле (В.15);
для температуры $T = 20$ °С $t_{0\tau} = t_0$;

α_{sc} — коэффициент, зависящий от класса прочности цемента; равен:

- 1 — для цемента класса 32,5N;
- 0 — для цемента классов 32,5N; 42,5N;
- 1 — для цемента классов 42,5N; 52,5N; 52,5R.

В.2.5 Влияние повышенной или пониженной температуры в интервале от 0 °С до 80 °С следует определять путем модификации возраста бетона по формуле

$$t_{\tau} = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \exp \left[13,65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)} \right], \quad (\text{В.15})$$

где t_{τ} — модифицированный возраст бетона, сут, с учетом влияния изменения (колебаний) температуры;

Δt_i — интервал времени, сут, с преобладающей температурой $T(\Delta t_i)$.

$T(\Delta t_i)$ — средняя температура, °С, для Δt_i ;

В.2.6 Для высоких уровней сжимающих напряжений в интервале $0,4f_{cm}(t_0) < \sigma_c < 0,6f_{cm}(t_0)$ следует определять модифицированный коэффициент нелинейной ползучести $\varphi_{\sigma}(t, t_0)$ по формуле

$$\varphi_{\sigma}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \exp[1,5 \cdot (k_{\sigma} - 0,4)], \quad (\text{В.16})$$

где k_{σ} — определяют по формуле

$$k_{\sigma} = |\sigma_c| / f_{cm}(t_0), \text{ но } 0,4 < k_{\sigma} < 0,6. \quad (\text{В.17})$$

В.2.7 Коэффициент ползучести для легких бетонов φ_e определяют по формуле

$$\varphi_e = \eta_E \varphi(t, t_0), \quad (\text{В.18})$$

где $\eta_E = (\rho / 2200)^2$

здесь ρ — плотность бетона в сухом состоянии, кг/м³;

$\varphi(t, t_0)$ — определяют по формуле (В.1).

В.3 Базовые уравнения для определения относительных деформаций усадки

В.3.1 Относительную деформацию полной(-ого) усадки (набухания) бетона $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$, ‰, определяют по формуле

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s), \quad (\text{В.19})$$

где t_s — возраст бетона, сут, к моменту начала воздушно-сухого хранения;

$\varepsilon_{cbs}(t)$ — относительная деформация базовой усадки, ‰; определяют по формуле

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs}(f_{cm}) \cdot \beta_{bs}(t); \quad (\text{В.20})$$

здесь $\varepsilon_{cbs}(f_{cm})$ — модифицированная относительная деформация базовой усадки; бетона; определяют по формуле (В.26);

$\beta_{bs}(t)$ — функция, описывающая влияние времени на величину базовой усадки, определяют по формуле

$$\beta_{bs}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot \sqrt{t}), \quad (\text{В.21})$$

$\varepsilon_{cds}(t, t_s)$ — относительная деформация усадки высыхания, ‰; определяют по формуле

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds}(f_{cm}) \cdot \beta \cdot (RH) \cdot \beta_{ds} \cdot (t - t_s), \quad (B.22)$$

здесь $\varepsilon_{cds}(f_{cm})$ — модифицированная относительная деформация усадки высыхания, ‰; определяют по формуле (B.27);

$\beta \cdot (RH)$ — коэффициент, учитывающий влияние относительной влажности на усадку высыхания; определяют по формуле

$$\beta \cdot (RH) = \begin{cases} -1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] & \text{— для } 40 \leq RH < 99 \% \cdot \beta_{s1} \\ 0,25 & \text{— для } RH \geq 99 \% \cdot \beta_{s1}, \end{cases} \quad (B.23)$$

$$\beta_{s1} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,1} \leq 1,0; \quad (B.24)$$

$\beta_{ds} \cdot (t - t_s)$ — функция, описывающая развитие во времени усадки высыхания; определяют по формуле

$$\beta_{ds} \cdot (t - t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{0,035h_0^2 + (t - t_s)} \right]^{0,5}, \quad (B.25)$$

$(t - t_s)$ — продолжительность анализируемого периода высыхания, сут.

В.3.2 Модифицированную относительную деформацию базовой усадки $\varepsilon_{cbs}(f_{cm})$, ‰, определяют по формуле

$$\varepsilon_{cbs}(f_{cm}) = -\alpha_{bs} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{60 + f_{cm}} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6}, \quad (B.26)$$

где α_{bs} — коэффициент, зависящий от вида и класса прочности цемента (таблица В.1);

Таблица В.1 — Коэффициенты α_i

Класс цемента по СТБ EN 197-1	α_{bs}	α_{ds1}	α_{ds2}
R (быстротвердеющий)	600	6	0,013
N (нормально твердеющий)	700	4	0,012
L (медленнотвердеющий)	800	3	0,012

В.3.3 Модифицированную относительную деформацию усадки высыхания $\varepsilon_{cds}(f_{cm})$ определяют по формуле

$$\varepsilon_{cds}(f_{cm}) = (220 + 110\alpha_{ds1}) \exp \left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \cdot 10^{-6}, \quad (B.27)$$

где α_{ds1} , α_{ds2} — коэффициенты; принимают по таблице В.1 или В.2.

В.3.4 Относительную деформацию полной усадки легкого бетона $\varepsilon_{ics}(t, t_s)$ определяют по формуле

$$\varepsilon_{ics}(t, t_s) = \eta \varepsilon_{cs}(t, t_s), \quad (B.28)$$

где $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ — относительная деформация полной(-ого) усадки или набухания; определяют по формуле (B.19);

η — коэффициент; равен:

1,5	— для классов бетона по прочности на сжатие LC8/9, LC12/13, LC16/18;
1,2	— то же LC20/22 и выше.

Таблица В.2 — Значения коэффициентов α_{ds1} и α_{ds2}

Вид цемента	α_{ds1}	α_{ds2}
Портландцемент типа ЦЕМ I класса по прочности на сжатие 42,5 по ГОСТ 31108, СТБ EN 197-1	4,0	0,11
Портландцемент с минеральными добавками типа ЦЕМ II класса по прочности на сжатие 42,5 по ГОСТ 31108	3,5	0,11
Портландцемент с минеральными добавками типа ЦЕМ II класса по прочности на сжатие 32,5 и шлакопортландцемент типа ЦЕМ III по ГОСТ 31108	3,0	0,13

Таблица В.2 (Измененная редакция, Изм. № 1)

Приложение Г

**Рекомендуемые предельные значения свойств бетона
для обеспечения долговечности конструкций**

Для обеспечения долговечности конструкций состав бетонных смесей проектируют в соответствии с требованиями СТБ EN 206 (таблица НП.Ф.1), касающимися максимального водоцементного отношения и минимального содержания цемента для классов экспозиции, указанных в таблице 6.9.

В таблицах Г.1 и Г.2 приведены рекомендуемые минимальные классы бетона по прочности на сжатие и марки по водонепроницаемости, соответствующие максимальным водоцементным отношениям, установленным в СТБ EN 206, исходя из требований обеспечения долговечности конструкций.

Таблица Г.1

Коррозия бетона	Карбонизация				Хлоридная коррозия		
Класс экспозиции	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3
Минимальный класс бетона по прочности на сжатие	C16/20	C20/25	C25/30		C30/37		C35/45
Марка по водонепроницаемости	W2	W4	W6		W6		W8

Таблица Г.2

Повреждения бетона	Без риска повреждения	Замораживание и оттаивание				Химическое воздействие		
Класс экспозиции	X0	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Минимальный класс бетона по прочности на сжатие	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45
Марка по водонепроницаемости	—	W6		W8		W6		W8

Примечания

1 В таблицах Г.1 и Г.2 приведены рекомендуемые минимальные классы бетона по прочности на сжатие, получаемые при использовании бетонных смесей, приготовленных на цементах класса по прочности 32,5 (М400) при максимальном водоцементном отношении, минимальном содержании цемента по СТБ EN 206 и максимальном размере зерна заполнителя 32 мм.

Для сборных железобетонных элементов конструкций при использовании цементов более высоких классов, чем 32,5 (М400), и корректировке составов бетонных смесей (например, при снижении водоцементного отношения и содержания цемента за счет использования химических и минеральных модификаторов) минимальные классы бетона по прочности на сжатие по требованиям долговечности допускается снижать, но не более чем на две ступени, при условии, что бетон имеет марку по водонепроницаемости не ниже значений, указанных в таблицах Г.1 и Г.2.

2 Минимальные классы бетона по прочности на сжатие, указанные в таблицах Г.1 и Г.2, принимают только при условии обеспечения мер первичной защиты при непосредственном контакте поверхности бетона конструкций с окружающей средой. При обеспечении мер вторичной защиты (например, использование обмазки, нанесение шпательных и штукатурных слоев, оклейка плиткой и т. д.), а также других мер, исключающих непосредственный контакт бетона конструкций с окружающей средой, или при применении специальных антикоррозионных покрытий арматуры, минимальный класс бетона по прочности на сжатие в каждом из перечисленных случаев допускается снижать не более чем на одну ступень, но не ниже класса C12/15, соответствующего классу экспозиции X0 по СТБ EN 206.

Приложение Г (Измененная редакция, Изм. № 1)

Приложение Д

Таблицы для расчета сопротивления сечений, нормальных к продольной оси железобетонных элементов прямоугольного сечения

Таблица Д.1 — Основные зависимости для расчета сопротивления железобетонных элементов прямоугольного сечения с использованием параболически-линейной диаграммы деформирования бетона нормального веса (класс по прочности на сжатие не выше С50/60)

Область деформирования, соответствующая эпюре деформаций и эпюре напряжений (см. рисунки 8.2, 8.3)	Параметры				
	Диапазон изменения относительной высоты сжатой зоны ξ	Относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона ε_{cc} , ‰	Напряжение крайнего сжатого волокна бетона σ_c , МПа	Относительная деформация растянутой арматуры ε_{s1} , ‰	Относительная деформация сжатой арматуры ε_{s2} , ‰
1а	$\xi \leq \frac{1}{6}$	$10 \cdot \frac{\xi}{1-\xi}$	$f_{cd} \varepsilon_c \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{4}\right)$	10	$10 \cdot \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{1-\xi}$
1б	$\frac{1}{6} < \xi \leq \frac{7}{27}$	$10 \cdot \frac{\xi}{1-\xi}$	f_{cd}	10	$10 \cdot \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{1-\xi}$
2	$\frac{7}{27} < \xi \leq \frac{7}{2\varepsilon_{sy} + 7}$	3,5	f_{cd}	$3,5 \cdot \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \cdot \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{\xi}$
3	$\frac{7}{2\varepsilon_{sy} + 7} < \xi \leq \beta_h$	3,5	f_{cd}	$3,5 \cdot \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \cdot \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{\xi}$
4	$\xi > \beta_h$	$\frac{14\xi}{7\xi - 3\beta_h}$	f_{cd}	$\frac{14 \cdot (\xi - 1)}{7\xi - 3\beta_h}$	$\frac{14 \cdot \left(\xi - \frac{c_1}{d}\right)}{7\xi - 3\beta_h}$

Окончание таблицы Д.1

Область деформирования, соответствующая эпюре деформаций и эпюре напряжений (см. рисунки 8.2, 8.3)	Параметры усилия в бетоне сжатой зоны			
	Коэффициент полноты эпюры напряжений ω_c	Относительное усилие $\alpha_c = \omega_c \xi = \frac{F_{cc}}{f_{cd}bd}$	Относительное плечо усилия $\eta = \frac{z}{d}$	Относительный момент $\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd}bd^2}$
1а	$\frac{5\xi \cdot \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{5\xi^2 \cdot \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{3\xi^2 - 12\xi + 4}{4 \cdot \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}$	$\frac{1,25\xi^2 \cdot (3\xi^2 - 12\xi + 4)}{(1-\xi)^2}$
1б	$\frac{16\xi - 1}{15\xi}$	$\frac{16\xi - 1}{15}$	$1 - \frac{8,55\xi^2 - 1,1\xi + 0,05}{16\xi - 1}$	$1,14\xi - 0,57\xi^2 - 0,07$
2	$\frac{17}{21}$	$\frac{17}{21} \cdot \xi$	$1 - \frac{99}{238} \cdot \xi$	$\frac{17}{21} \cdot \xi - \frac{33}{98} \cdot \xi^2$
3	$\frac{17}{21}$	$\frac{17}{21} \cdot \xi$	$1 - \frac{99}{238} \cdot \xi$	$\frac{17}{21} \cdot \xi - \frac{33}{98} \cdot \xi^2$
4	$1 - p_4 \cdot \frac{4}{21},$ где $p_4 = \left(\frac{4\beta_h}{7\xi - 3\beta_h}\right)^2$	$\beta_h \cdot \left(1 - p_4 \cdot \frac{4}{21}\right)$	$1 - \frac{\beta_h}{2} \cdot \frac{1 - p_4 \cdot \frac{16}{49}}{1 - p_4 \cdot \frac{4}{21}}$	$\beta_h \cdot \left(1 - \frac{\beta_h}{2} - p_4 \cdot \left(\frac{4}{21} - \frac{8}{49} \cdot \beta_h\right)\right)$

Таблица Д.2 — Основные зависимости для расчета сопротивления железобетонных элементов прямоугольного сечения по упрощенному методу с использованием параболически-линейной диаграммы деформирования легкого бетона

Область деформирования, соответствующая эпюре деформаций и эпюре напряжений (см. рисунки 8.2, 8.3)	Параметры				
	Диапазон изменения относительной высоты сжатой зоны ξ	Относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона ε_{cc} , ‰	Напряжение крайнего сжатого волокна бетона σ_c , МПа	Относительная деформация растянутой арматуры ε_{s1} , ‰	Относительная деформация сжатой арматуры ε_{s2} , ‰
1а	$\xi \leq \frac{1}{6}$	$10 \cdot \frac{\xi}{1-\xi}$	$f_{lcd} \varepsilon_{cc} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cc}}{4}\right)$	10	$10 \cdot \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{1-\xi}$
1б	$\frac{1}{6} < \xi \leq \frac{\varepsilon_{lcu2}}{10 + \varepsilon_{lcu2}}$	$10 \cdot \frac{\xi}{1-\xi}$	f_{lcd}	10	$10 \cdot \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{1-\xi}$
2	$\frac{\varepsilon_{lcu2}}{10 + \varepsilon_{lcu2}} < \xi \leq \frac{\varepsilon_{lcu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{lcu2}}$	ε_{lcu2}	f_{lcd}	$\varepsilon_{lcu2} \cdot \frac{1-\xi}{\xi}$	$\varepsilon_{lcu2} \cdot \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{\xi}$
3	$\frac{\varepsilon_{lcu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{lcu2}} < \xi \leq \beta_h$	ε_{lcu2}	f_{lcd}	$\varepsilon_{lcu2} \cdot \frac{1-\xi}{\xi}$	$\varepsilon_{lcu2} \cdot \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{\xi}$
4	$\xi > \beta_h$	$\frac{\varepsilon_{lc2}}{\xi - (1-p) \cdot \beta_h}$, где $p = \frac{\varepsilon_{lc2}}{\varepsilon_{lcu2}}$	f_{lcd}	$\frac{\varepsilon_{lc2} \cdot (1-\xi)}{\xi - (1-p) \cdot \beta_h}$	$\frac{\varepsilon_{lc2} \cdot \left(\xi - \frac{c_1}{d}\right)}{\xi - (1-p) \cdot \beta_h}$

Окончание таблицы Д.2

Область деформирования, соответствующая эпюре деформаций и эпюре напряжений (см. рисунки 8.2, 8.3)	Параметры усилия в бетоне сжатой зоны			
	Коэффициент полноты эпюры напряжений ω_c	Относительное усилие $\alpha_c = \omega_c \xi = \frac{F_{cc}}{f_{cd} b d}$	Относительное плечо усилия $\eta = \frac{z}{d}$	Относительный момент $\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b d^2}$
1а	$\frac{5\xi \cdot \left(1 - \frac{8}{3} \cdot \xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{5\xi^2 \cdot \left(1 - \frac{8}{3} \cdot \xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{3\xi^2 - 12\xi + 4}{4 \cdot \left(1 - \frac{8}{3} \cdot \xi\right)}$	$\frac{1,25\xi^2 \cdot (3\xi^2 - 12\xi + 4)}{(1-\xi)^2}$
1б	$\frac{16\xi - 1}{15\xi}$	$\frac{16\xi - 1}{15}$	$1 - \frac{8,55\xi^2 - 1,1\xi + 0,05}{16\xi - 1}$	$1,14\xi - 0,57\xi^2 - 0,07$
2	$1 - \frac{p}{3}$	$\left(1 - \frac{p}{3}\right) \cdot \xi$	$1 - \frac{6 - 4p + p^2}{12 - 4p} \cdot \xi$	$\left(1 - \frac{p}{3}\right) \cdot \xi - \left(\frac{6 - 4p + p^2}{12}\right) \cdot \xi^2$
3	$1 - \frac{p}{3}$	$\left(1 - \frac{p}{3}\right) \cdot \xi$	$1 - \frac{6 - 4p + p^2}{12 - 4p} \cdot \xi$	$\left(1 - \frac{p}{3}\right) \cdot \xi - \left(\frac{6 - 4p + p^2}{12}\right) \cdot \xi^2$
4	$1 - p_4 \cdot \frac{p}{3},$ где $p_4 = \left(\frac{p\beta_h}{\xi - (1-p) \cdot \beta_h}\right)^2$	$\beta_h \cdot \left(1 - p_4 \cdot \frac{p}{3}\right)$	$1 - \left(\frac{6 - p_4 \cdot (4p - p^2)}{12 \cdot \left(1 - p_4 \cdot \frac{p}{3}\right)}\right) \cdot \beta_h$	$\left(1 - p_4 \cdot \frac{p}{3}\right) \cdot \beta_h - \left(\frac{6 - p_4 \cdot (4p - p^2)}{12}\right) \cdot \beta_h^2$

Приложение Е

Определение момента инерции для железобетонных элементов

Таблица Е.1 — Формулы для определения момента инерции для изгибаемых элементов двутаврового сечения

Изгибаемые элементы двутаврового сечения	
без трещин	с трещинами
$x_1 = k_{x1}h; \rho_{II} = \frac{A_{s1}}{b_w h}$ $\alpha_1 = \frac{h_f'}{h}; \alpha_2 = \frac{b_f' - b_w}{b_w}; \alpha_3 = \frac{h_f}{h}; \alpha_4 = \frac{b_f - b_w}{b_w}$	$x_{II} = k_{xII}d; \rho_{III} = \frac{A_{s1}}{b_w d}$ $\alpha_1 = \frac{h_f'}{d}; \alpha_2 = \frac{b_f' - b_w}{b_w}$
$k_{x1} = \frac{0,5 + C_1}{1 + D_1}$	$k_{xII} = -C_{II} + \sqrt{C_{II}^2 + D_{II}}$
$C_1 = 0,5\alpha_1^2\alpha_2 + \alpha_3\alpha_4 \cdot (1 - 0,5\alpha_3) + A_1$	$C_{II} = \alpha_1\alpha_2 + B_{II}$
$D_1 = \alpha_1\alpha_2 + \alpha_3\alpha_4 + B_1$	$D_{II} = \alpha_1^2\alpha_2 + 2A_{II}$
$A_1 = \alpha_e \rho_{II} \cdot \frac{d}{h} \cdot \left(1 + \frac{A_{s2}c_1}{A_{s1}d}\right)$	$A_{II} = \alpha_e \rho_{III} \cdot \left(1 + \frac{A_{s2}c_1}{A_{s1}d}\right)$
$B_1 = \alpha_e \rho_{II} \cdot \left(1 + \frac{A_{s2}}{A_{s1}}\right)$	$B_{II} = \alpha_e \rho_{III} \cdot \left(1 + \frac{A_{s2}}{A_{s1}}\right)$
$I_1 = k_1 \cdot \frac{b_w h^3}{12}$	$I_{II} = k_{II} \cdot \frac{b_w d^3}{12}$
$k_1 = 1 + 12 \cdot (0,5 - k_{x1})^2 + \alpha_2 \alpha_1^3 +$ $+ 12 \alpha_2 \alpha_1 \cdot (k_{x1} - 0,5 \alpha_1)^2 + \alpha_4 \alpha_3^3 +$ $+ 12 \alpha_4 \alpha_3 \cdot (1 - k_{x1} - 0,5 \alpha_3)^2 +$ $+ 12 \alpha_e \rho_{II} \cdot \left(\frac{d}{h} - k_{x1}\right)^2 + 12 \alpha_e \rho_{II} \cdot \frac{A_{s2}}{A_{s1}} \cdot \left(k_{x1} - \frac{c_1}{h}\right)^2$	$k_{II} = 4 \cdot (\alpha_2 + 1) \cdot k_{xII}^3 - 4 \alpha_2 \cdot (k_{xII} - \alpha_1)^3 +$ $+ 12 \alpha_e \rho_{III} \cdot (1 - k_{xII})^2 +$ $+ 12 \alpha_e \rho_{III} \cdot \frac{A_{s2}}{A_{s1}} \cdot \left(k_{xII} - \frac{c_1}{d}\right)^2$

Таблица Е.2 — Формулы для определения момента инерции для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с двойным армированием

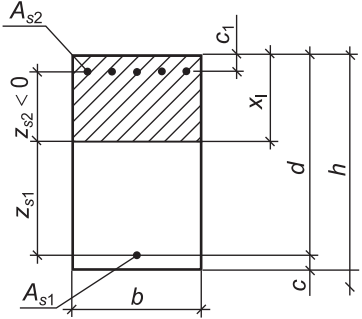
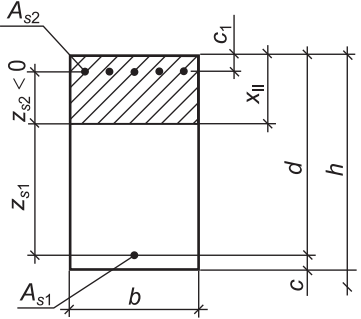
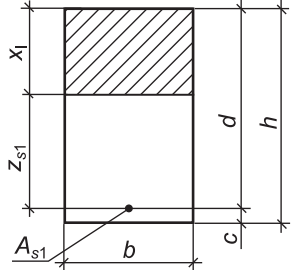
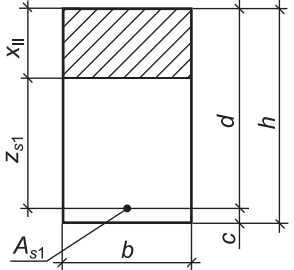
Изгибаемые элементы прямоугольного сечения с двойным армированием	
без трещин	с трещинами
	
$x_I = k_{xI} h; \rho_{II} = \frac{A_{s1}}{bh}$	$x_{II} = k_{xII} d; \rho_{III} = \frac{A_{s1}}{bd}$
$k_{xI} = \frac{0,5 + A_I}{1 + B_I}$	$k_{xII} = -B_{II} + \sqrt{B_{II}^2 + 2A_{II}}$
$A_I = \alpha_e \rho_{II} \cdot \frac{d}{h} \cdot \left(1 + \frac{A_{s2} c_1}{A_{s1} d}\right)$	$A_{II} = \alpha_e \rho_{III} \cdot \left(1 + \frac{A_{s2} c_1}{A_{s1} d}\right)$
$B_I = \alpha_e \rho_{II} \cdot \left(1 + \frac{A_{s2}}{A_{s1}}\right)$	$B_{II} = \alpha_e \rho_{III} \cdot \left(1 + \frac{A_{s2}}{A_{s1}}\right)$
$I_I = k_I \cdot \frac{bh^3}{12}$	$I_{II} = k_{II} \cdot \frac{bd^3}{12}$
$k_I = 1 + 12 \cdot (0,5 - k_{xI})^2 + 12 \alpha_e \rho_{II} \cdot \left(\frac{d}{h} - k_{xI}\right)^2 +$ $+ 12 \alpha_e \rho_{II} \cdot \frac{A_{s2}}{A_{s1}} \cdot \left(k_{xI} - \frac{c_1}{h}\right)^2$	$k_{II} = 4k_{xII}^3 + 12 \alpha_e \rho_{III} \cdot (1 - k_{xII})^2 +$ $+ 12 \alpha_e \rho_{III} \cdot \frac{A_{s2}}{A_{s1}} \cdot \left(k_{xII} - \frac{c_1}{d}\right)^2$

Таблица Е.3 — Формулы для определения момента инерции для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночным армированием

Изгибаемые элементы прямоугольного сечения с одиночным армированием	
без трещин	с трещинами
	
$x_I = k_{xI} h; \rho_{II} = \frac{A_{s1}}{bh}$	$x_{II} = k_{xII} d; \rho_{III} = \frac{A_{s1}}{bd}$

Окончание таблицы Е.3

Изгибаемые элементы прямоугольного сечения с одиночным армированием	
без трещин	с трещинами
$k_{xI} = \frac{0,5 + A_I}{1 + B_I}$	$k_{xII} = -B_{II} + \sqrt{B_{II}^2 + 2A_{II}}$
$A_I = \alpha_e \rho_{II} \cdot \frac{d}{h}$	$A_{II} = \alpha_e \rho_{III}$
$B_I = \alpha_e \rho_{II}$	$B_{II} = \alpha_e \rho_{III}$
$I_I = k_I \cdot \frac{bh^3}{12}$	$I_{II} = k_{II} \cdot \frac{bd^3}{12}$
$k_I = 1 + 12 \cdot (0,5 - k_{xI})^2 + 12\alpha_e \rho_{II} \cdot \left(\frac{d}{h} - k_{xI}\right)^2$	$k_{II} = 4k_{xII}^3 + 12\alpha_e \rho_{III} \cdot (1 - k_{xII})^2$

Приложение Ж

Особенности проектирования конструктивных систем из железобетона в особых расчетных ситуациях

Ж.1 Классификация конструктивных систем по последствиям прогрессирующего обрушения. Проектные стратегии защиты от прогрессирующего (непропорционального) обрушения

Ж.1.1 Для выбора соответствующей стратегии защиты конструктивной системы от прогрессирующего (непропорционального) обрушения следует произвести первичную оценку здания или сооружения, отнеся его к соответствующему классу по последствиям обрушения согласно ТКП EN 1991-1-7:

— класс 1 — конструктивные системы, которые не требуют дополнительных специфических проверок, кроме тех, что предусмотрены требованиями ТНПА;

— класс 2 — конструктивные системы, для которых выполняют упрощенные проверки с использованием квазистатических моделей воздействий или предусматривают дополнительные расчетно-конструкционные меры, направленные на обеспечение их живучести после наступления особого события;

— класс 3 — конструктивные системы, для которых оценку надежности выполняют на основе углубленного расчетного анализа с привлечением нелинейных статических и динамических расчетных моделей. Результатом расчетов в ряде случаев является величина риска.

Классификация конструктивных систем в зависимости от прогнозируемых последствий прогрессирующего обрушения указана в таблице Ж.1.

Таблица Ж.1 — Классы зданий и сооружений по прогнозируемым последствиям прогрессирующего обрушения

Класс		Примеры зданий
1	$RF < 0,7^*$	Отдельно стоящие жилые дома высотой не более четырех этажей Сельскохозяйственные здания Здания, редко посещаемые людьми, при этом части здания не примыкают к другим зданиям или зонам, посещаемым людьми, и располагаются от них на расстоянии не менее 1,5 высоты здания
2	2А Группа пониженного риска $0,7 \leq RF < 2$	Пятиэтажные жилые дома Гостиницы высотой не более четырех этажей Многоквартирные и другие жилые здания высотой не более четырех этажей Офисные здания высотой не более четырех этажей Одноэтажные образовательные здания Все здания высотой не более двух этажей, у которых площадь перекрытий на каждом этаже не превышает 2000 м^2
	2Б Группа повышенного риска $2 \leq RF \leq 4$	Гостиницы и другие подобные здания высотой более четырех этажей, но не более 15 этажей Образовательные (учебные) здания высотой более одного этажа, но не более 15 этажей Больницы высотой не более трех этажей Офисные здания высотой более четырех этажей, но не более 15 этажей Все здания, в которых допускается появление людей, имеющие площадь перекрытия на каждом этаже более 2000 м^2 , но не более 5000 м^2
3	$RF > 4$	Все здания, относящиеся к классу 2, но в которых превышены ограничения по площади и количеству этажей Все здания, в которых наблюдается значительное скопление людей Зрелищные сооружения вместимостью более 500 зрителей Здания, в которых могут быть размещены опасные вещества и (или) технологические процессы
Примечание — RF — коэффициент риска, ориентировочные значения которого определяют согласно Ж.1.3.		

Ж.1.2 Рекомендуемые стратегии защиты конструктивных систем от прогрессирующего обрушения для установленных классов по прогнозируемым последствиям обрушения указаны в таблице Ж.2.

Таблица Ж.2 — Рекомендуемые стратегии защиты конструктивных систем в зависимости от классов по прогнозируемым последствиям прогрессирующего обрушения

Класс		Стратегия защиты
1		Элементы здания рассчитываются и конструируются в соответствии с ТНПА (проверки предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности); дополнительные меры не требуются
2	2А	Предусматривается устройство системы эффективных горизонтальных связей, для которых обеспечиваются условия анкеровки в соответствии со специальными рекомендациями
	2Б	В дополнение к требованиям класса 2А предусматривается устройство вертикальных связей во всех несущих колоннах и стенах Конструктивная система здания должна проверяться расчетом на вынужденное удаление ключевого элемента (поддерживающей колонны или любого установленного фрагмента несущей стены) (единовременно удаление только одного элемента для каждого этажа здания); модифицированная конструктивная система при локальном разрушении должна сохранять живучесть в особой расчетной ситуации Если при вынужденном удалении колонны или фрагмента стены происходит непропорциональное обрушение, то конструктивная система должна перепроектироваться; к ключевым элементам также могут предъявляться специальные требования по проектированию
3		В дополнение к требованиям класса 2Б выполняется систематический анализ рисков для здания, включая идентификацию явных и неявных угроз

Для зданий класса 1 конструктивная система должна быть рассчитана и законструирована в соответствии с требованиями настоящих строительных правил, исходя из условия обеспечения требований метода предельных состояний (метода частных коэффициентов).

Для зданий класса 2А (группа пониженного риска) при проектировании конструктивной системы требуются устройство системы эффективных горизонтальных связей и анкеровка перекрытий в стенах.

Для зданий класса 2Б (группа повышенного риска) при проектировании конструктивной системы требуется установка эффективных горизонтальных связей, эффективных вертикальных связей во всех несущих колоннах и в стенах или альтернативно проверка того, что после вынужденного удаления каждой колонны или балки, поддерживающей колонну, либо любого установленного фрагмента несущей стены (единовременно удаление только одного элемента для каждого этажа здания) здание сохраняет стабильность без обрушения и любое локальное разрушение не превышает установленных граничных значений.

Если в результате расчета установлено, что при вынужденном удалении колонн или стен размеры области разрушений превышают установленные граничные значения, удаляемые конструктивные элементы следует проектировать как ключевые элементы на восприятие особых воздействий.

Примечание — Ограничение области локальных разрушений может быть назначено в техническом задании на проектирование в соответствии с различными типами зданий, исходя из детального анализа последствий обрушения, включая анализ рисков согласно ТКП EN 1991-1-7, с учетом Ж.1.3 настоящих строительных правил.

Для зданий класса 3 при проектировании конструктивной системы следует выполнять систематический анализ рисков, включая все идентифицированные и неидентифицированные угрозы с учетом сценариев их развития.

Ж.1.3 Отнесение конкретной конструктивной системы здания к соответствующему классу согласно таблице Ж.1 выполняют в зависимости от коэффициента риска RF , определяемого по формуле

$$RF = N + E + S - C - D, \quad (\text{Ж.1})$$

где N — параметр, связанный с количеством людей, потенциально подвергающихся риску; определяют по таблице Ж.3;

E — параметр окружающей среды, зависящий от расположения здания и его высоты; определяют по таблице Ж.4;

S — социальный критерий; определяют по таблице Ж.5;

C — параметр населенности, связанный с типом нагружения и вероятностью появления экстремальных нагрузок в то время, когда значительное количество людей будет находиться внутри здания или на непосредственно прилегающих к нему территориях; определяют по таблице Ж.6;

D — конструкционный параметр, зависящий от типа потенциального обрушения (в зависимости от применяемых материалов) и характера сопротивления конструктивной системы; определяют по таблице Ж.7.

Таблица Ж.3 — Значения параметра *N*

Объекты	<i>N</i>
Жилые здания высотой не более трех этажей	0,0
Офисные и многоквартирные здания	1,0
Здания и сооружения с возможным большим скоплением людей	2,0

Таблица Ж.4 — Значения параметра *E*

Высота здания, м	Значение параметра <i>E</i> в зависимости от расположения здания		
	в сельской местности	в небольшом городе	в центре большого города
Менее 10	0,0	0,0	0,3
От 10 до 30 включ.	0,0	0,3	0,5
Более 30	0,3	0,5	1,0

Таблица Ж.5 — Значения критерия *S*

Объекты	<i>S</i>
Жилые здания, в том числе на одну семью, высотой не более трех этажей	1,6
Другие здания высотой не более трех этажей; офисные, торговые и производственные здания	2,0
Жилые здания высотой более трех этажей; сооружения с возможным большим скоплением людей	3,0

Таблица Ж.6 — Значения параметра *C*

Уровень присутствия людей (функциональная нагрузка от людей)	Значение параметра <i>C</i> в зависимости от типа нагружения	
	Особая нагрузка ¹⁾	Другая нагрузка
FULL: люди находятся в здании не менее 18 ч/сут (например, больницы, санатории, многоэтажные здания и т. д.)	0,0	0,5
NORMAL: люди находятся в здании от 6 до 18 ч/сут (например, офисные здания, одноэтажные жилые дома на одну семью, склады, супермаркеты)	1,0	1,5
NONE: люди находятся в здании менее 6 ч/сут (например, бытовые помещения производственных зданий, гаражи)	2,0	2,5
¹⁾ Данные значения распространяются на здания, оборудованные природным газом, а также на здания, в которых не предусмотрены специальные защитные мероприятия от ударов транспортных средств, в противном случае значения параметра могут быть увеличены на 0,3.		

Таблица Ж.7 — Значения параметра D

Тип потенциального обрушения (в зависимости от применяемых материалов)	Значение параметра D в зависимости от характера сопротивления конструктивной системы, определяемого	
	отдельным (слабейшим) конструктивным элементом	статически неопределимой системой ¹⁾
Хрупкое	0,0	0,0
Обычное (нормальное)	0,0	0,5
Пластическое	0,3	1,0

¹⁾ Если часть конструкции не доступна (труднодоступна) для обзора и инспектирования (обследования) главных конструктивных элементов, требующих регулярного обслуживания, значения параметра D следует снижать на 0,3.

Ж.1.4 Для зданий, части которых имеют разное количество этажей и соответственно относятся к разным классам согласно таблице Ж.1, следует принимать требования, соответствующие более высокому классу в пределах неразрывности здания (например, в пределах температурно-деформационного шва, рисунок Ж.1).

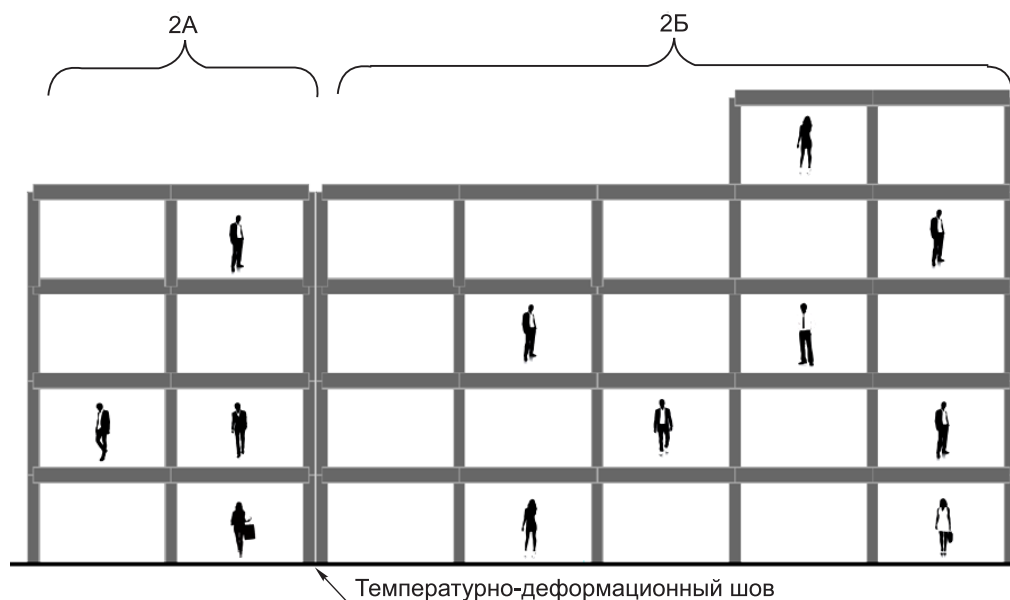


Рисунок Ж.1 — Нормирование классов по последствиям обрушения для зданий переменной этажности (например, четырех- и пятиэтажный многоквартирный жилой дом)

Ж.1.5 Для зданий с несколькими типами используемых площадей (например, совмещение офисных, жилых, образовательных, торговых площадей) следует принимать требования, соответствующие более высокому классу согласно таблице Ж.1 (рисунок Ж.1).

В случае если выше расположенные этажи здания относятся к более низкому классу согласно таблице Ж.1, допускается устанавливать переменные классы по высоте здания (см. рисунок Ж.2).

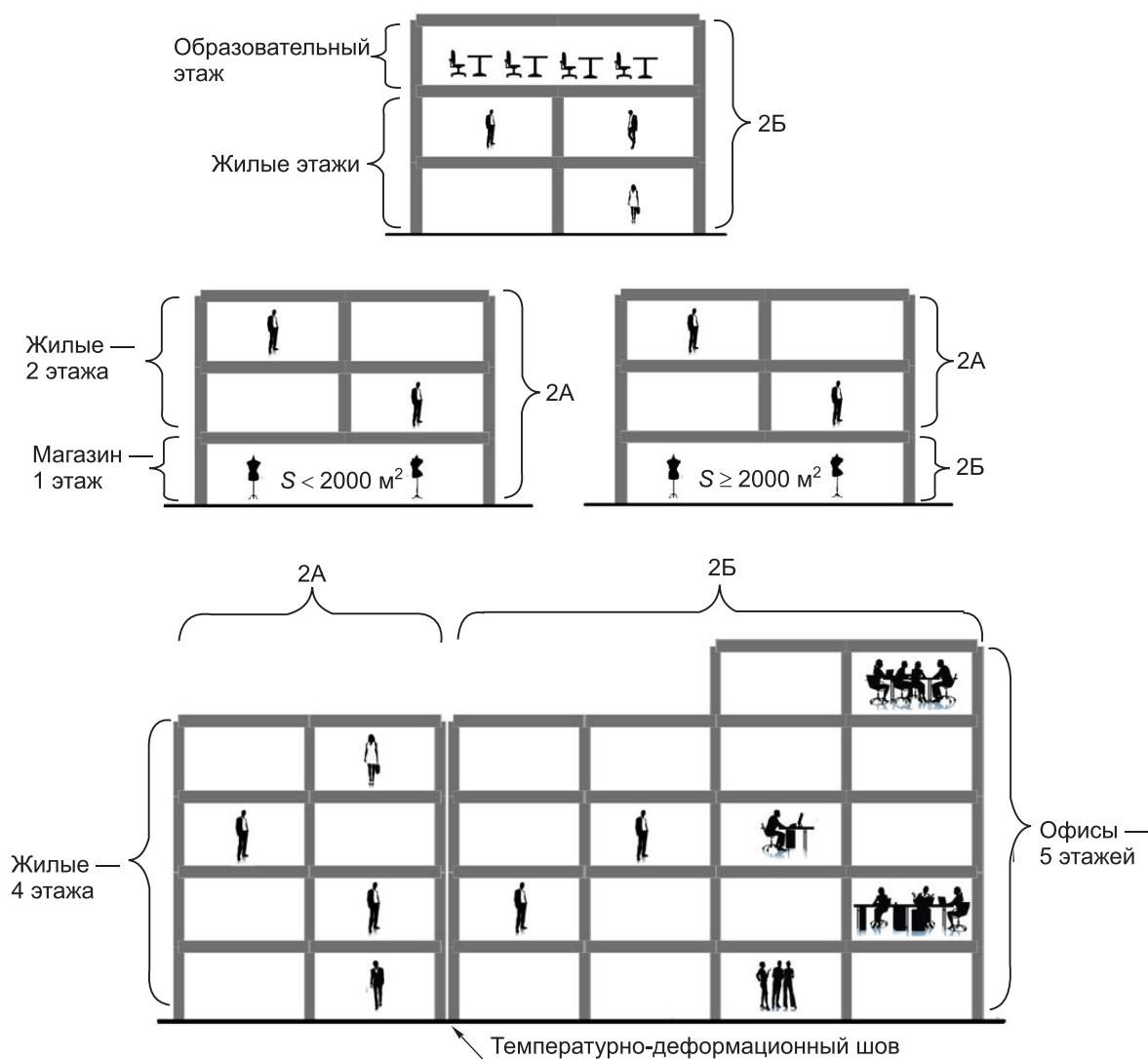


Рисунок Ж.2 — Нормирование классов по последствиям обрушения для зданий с переменными классами по высоте

Ж.1.6 Для отдельно стоящих и многоквартирных жилых зданий с подвальной частью класс по таблице Ж.1 следует принимать в зависимости от количества этажей, располагаемых над уровнем земли, при условии, что подвальная часть доступна для посещения и пребывания людей или используется в качестве паркингов (рисунок Ж.3).

Ж.1.7 В случае размещения паркингов в уровне первого этажа при отнесении здания к соответствующему классу согласно таблице Ж.1 следует руководствоваться примерными схемами, показанными на рисунке Ж.4.

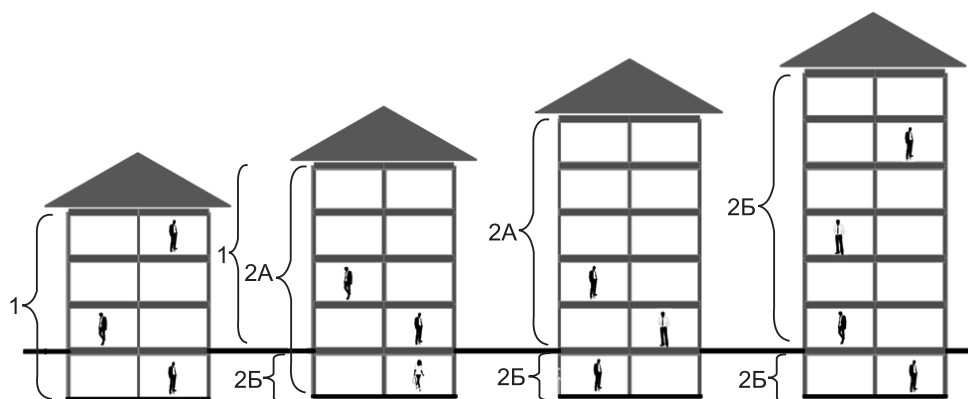
Ж.1.8 Ключевые элементы (КЕ) рассчитывают на действие особой нагрузки A_{σ} , равной 34 кПа (по всем направлениям) или 34 кН/м — для конструктивного элемента.

Ж.2 Сочетания воздействий в особых расчетных ситуациях при проверках конструктивной системы на устойчивость к прогрессирующему обрушению. Значения особых воздействий

Ж.2.1 Устойчивость здания к прогрессирующему обрушению следует проверять расчетом и обеспечивать конструктивными мерами, способствующими развитию в несущих конструкциях, конструктивных элементах и их узлах пластических деформаций при действии соответствующих особых сочетаний воздействий.

Ж.2.2 Особые сочетания воздействий, применяемые при оценке сопротивления конструктивной системы прогрессирующему обрушению следует принимать в зависимости от следующих расчетных сценариев.

а)

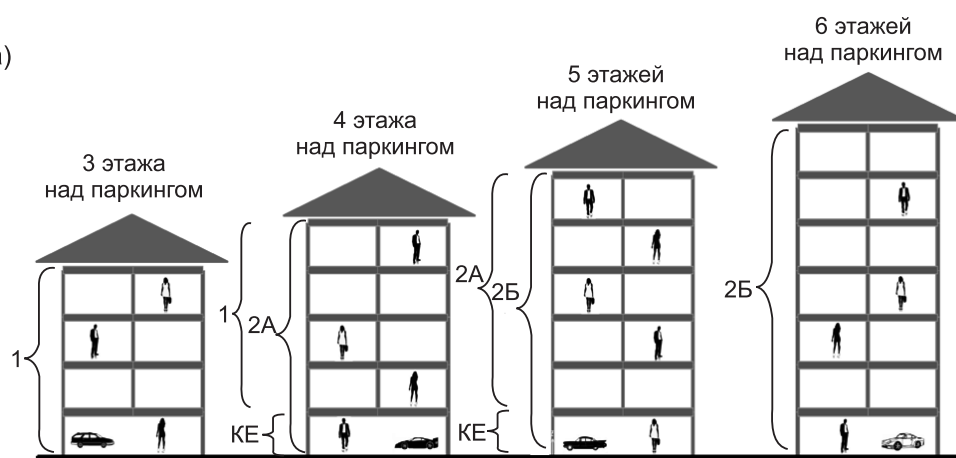


б)



Рисунок Ж.3 — Нормирование классов по последствиям обрушения для зданий с подвальной частью:
 а — для отдельно стоящих зданий;
 б — для многоквартирных жилых зданий

а)



б)

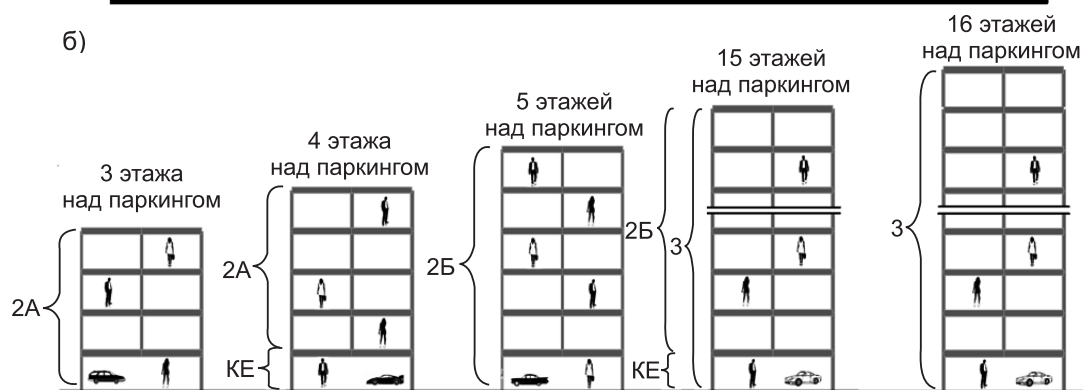


Рисунок Ж.4 — Нормирование классов по последствиям обрушения для зданий со встроенными паркингами:
 а — для отдельно стоящих зданий;
 б — для многоквартирных жилых зданий

Ж.2.2.1 При проверке критериев обеспечения несущей способности и устойчивости отдельной конструкции и (или) конструктивного элемента (ключевого элемента), непосредственно воспринимающего особое воздействие, применяют расчетное сочетание

$$E_d = \sum_j (\gamma_{GA,j} G_{k,j}) + A_d + \psi_{A1} Q_{k1}, \quad (\text{Ж.2})$$

где $\gamma_{GA,j}$ — частный коэффициент для постоянных нагрузок в особой расчетной ситуации;

$G_{k,j}$ — характеристическое значение постоянного воздействия;

A_d — расчетное значение эффекта от особого воздействия;

ψ_{A1} — коэффициент сочетаний доминирующей переменной нагрузки в сочетаниях, включающих особое воздействие; принимают по таблице Ж.8;

Q_{k1} — характеристическое значение доминирующего переменного воздействия.

Значения коэффициента сочетаний ψ_A следует принимать в зависимости от требуемого класса надежности конструктивных элементов и коэффициента k_A , определяемого как отношение расчетного значения эффекта от особого воздействия A_d на рассматриваемый элемент к эффекту E_k от суммарного значения характеристической нагрузки на данный элемент:

$$k_A = A_d / E_k, \quad (\text{Ж.3})$$

$$E_k = \sum_j G_{k,j} + Q_{k1} + \sum_i Q_{k,i}, \quad (\text{Ж.4})$$

где $Q_{k,i}$ — характеристическое значение сопутствующих переменных нагрузок.

Таблица Ж.8 — Коэффициенты ψ_A и γ_{GA} для переменных нагрузок при расчете ключевого элемента

Класс надежности ключевого элемента	k_A	Значения коэффициентов для переменных нагрузок			
		функциональной (Q), $\psi_{A,Q}$	ветровой (W), $\psi_{A,W}$	снеговой (S), $\psi_{A,S}$	постоянной (G), γ_{GA}
RC2	1,0	0,8	0,8	0,7	1,0
	1,5	0,6	0,6	0,55	
	2,0	0,5	0,5	0,4	
	2,5	0,35	0,4	0,3	
	3,0	0,2	0,3	0,2	
	3,5	0,1	0,2	0,1	
	4,0	0,05	0,15	0,05	
RC3	1,0	1,0	1,05	1,0	1,05
	1,5	0,9	0,95	0,85	
	2,0	0,8	0,8	0,7	
	2,5	0,7	0,7	0,6	
	3,0	0,55	0,6	0,5	
	3,5	0,45	0,5	0,4	
	4,0	0,4	0,45	0,35	
Примечание — При $k_A > 4$ для конструкций класса надежности RC2 по СН 2.01.01 комбинационные значения переменных воздействий допускается не учитывать в расчетном сочетании (Ж.2).					

Ж.2.2.2 При проверке критериев обеспечения несущей способности и общей устойчивости конструктивной системы здания, получившей локальные разрушения (модифицированной конструктивной

системы), для восприятия действующих воздействий (эффектов воздействий) без развития прогрессирующего (непропорционального) обрушения здания, применяют расчетное сочетание

$$E_d = \sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_{k,i}, \quad (\text{Ж.5})$$

где $\psi_{1,1}$ — коэффициент сочетаний доминирующей переменной нагрузки в комбинациях для модифицированной конструктивной системы; принимают по таблице Ж.9;

ψ_{2i} — коэффициент сочетаний сопутствующих переменных нагрузок в комбинациях для модифицированной конструктивной системы; принимают по таблице Ж.9.

Таблица Ж.9 — Коэффициенты сочетаний ψ_1 , ψ_2 для переменных нагрузок при расчете модифицированной конструктивной системы

Период восстановления T_R	Значения коэффициентов для переменных нагрузок					
	функциональной (Q)		ветровой (W)		снеговой (S)	
	ψ_{1Q}	ψ_{2Q}	ψ_{1W}	ψ_{2W}	ψ_{1S}	ψ_{2S}
3 месяца	0,9	0,2	0,7	0,2	0,9	0,2
1 месяц	0,9	0,2	0,6	0,2	0,75	0,2
1 день	0,9	0,2	0,3	0,2	0,7	0,2

Значения коэффициентов сочетаний ψ_1 и ψ_2 следует принимать для различных видов переменной нагрузки в зависимости от планируемой длительности периода восстановления поврежденных конструкций T_R . Период восстановления T_R — время, в течение которого конструктивная система, модифицированная вследствие удаления поврежденных элементов, должна выдерживать все нагрузки с заданной вероятностью, соответствующей целевому индексу надежности β_{tag} , равному 3,3.

Ж.3 Проверки конструктивных систем зданий на устойчивость к прогрессирующему обрушению

Ж.3.1 Методы проверок

Ж.3.1.1 При расчетных проверках конструктивных систем здания на устойчивость к прогрессирующему обрушению следует применять следующие расчетные методы.

Ж.3.1.2 Метод, направленный на обеспечение сопротивления отдельного конструктивного элемента локальному разрушению при особом воздействии, приложенном непосредственно к элементу (метод «локальной» прочности).

Ж.3.1.3 Метод, связанный с разработкой альтернативных (резервных) путей передачи усилий от воздействий после локального разрушения отдельного конструктивного элемента.

Ж.3.1.4 При этом следует выделять две подкатегории методов.

Косвенный метод

Направлен на обеспечение неразрезности, общей целостности и пластической деформативности конструктивной системы здания при особом воздействии за счет постановки расчетного минимума соединительных вертикальных и горизонтальных связей (метод связевых усилий, СУ-метод).

Прямой метод

Основан на идентификации и ограничении допускаемой площади или объема здания, подвергающихся прогрессирующему обрушению при локальном разрушении отдельного конструктивного элемента, и на проектировании конструктивной системы, способной воспринимать эффекты от особых воздействий, возникающие в конструктивных элементах системы в пределах объема здания, подвергшегося прогрессирующему обрушению (метод альтернативных (резервных) путей передачи нагрузки, АТ-метод).

Ж.3.1.5 Выбор расчетного метода для проверки здания на устойчивость к прогрессирующему обрушению следует производить в зависимости от класса проектируемого здания согласно таблице Ж.2.

Ж.3.2 Указания по проектированию системы горизонтальных и вертикальных связей. Метод связевых усилий (СУ-метод)

Общие положения

Ж.3.2.1 При проектировании защиты здания по СУ-методу элементы конструктивной системы следует объединять интегрированной системой горизонтальных и вертикальных связей, которые обеспечивают неразрезность, пластическую деформативность конструктивной системы и создают альтернативные пути передачи нагрузки в случае наступления особой расчетной ситуации и удаления несущего конструктивного элемента.

Ж.3.2.2 Расчетные связевые усилия могут восприниматься существующими элементами конструктивной системы, запроектированными в соответствии с требованиями ТНПА.

Ж.3.2.3 Для обеспечения интегральной целостности здания в особой расчетной ситуации следует применять два вида связей:

- горизонтальные связи, размещаемые в уровне перекрытий и покрытий;
- вертикальные связи, размещаемые в колоннах и несущих стенах.

В зависимости от местоположения в плоскости перекрытия или покрытия следует рассматривать:

- внутренние связи, располагаемые в продольном и поперечном направлении в поле перекрытия;
- наружные или периметрические (периферийные) связи, располагаемые по внешнему контуру перекрытия;
- угловые связи, размещаемые в местах установки угловых колонн и несущих стен.

Ж.3.2.4 Элементы конструктивной системы (балки, контурные и обвязочные балки и т. д.) могут рассматриваться в качестве продольных, поперечных и (или) периметрических связей только в том случае, если они способны воспринимать расчетные связевые усилия, обеспечивая угол поворота 0,2 рад (11,3°) без разрушения. При этом арматура, рассматриваемая в качестве связей, должна иметь соответствующую анкеровку, удовлетворяющую требованиям ТНПА.

Ж.3.2.5 Значения нагрузок для расчета связевых усилий

Равномерное распределение нагрузок на перекрытие (покрытие)

При расчете величины связевых усилий значения равномерно распределенных нагрузок, действующих на конструктивные элементы перекрытий и покрытий, принимают:

$$E_A = G_k + \psi_{1,1} Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_{ki}. \quad (\text{Ж.6})$$

При определении нагрузок, применяемых для расчета связевых усилий, повышающий динамический коэффициент не учитывают.

Допускается определять значение равномерно распределенной нагрузки, действующей на перекрытие, w_F при расчете величины связевых усилий по формуле

$$w_F = 1,2g_k + 0,5q_k, \quad (\text{Ж.7})$$

где g_k — характеристическое значение постоянных нагрузок, действующих на перекрытие (покрытие), кПа;

q_k — характеристическое значение переменных нагрузок, действующих на перекрытие (покрытие), кПа.

Если интенсивность постоянной или переменной равномерно распределенной нагрузки изменяется на разных участках в пределах площади перекрытия или покрытия, для определения ее расчетного значения, применяемого при определении связевых усилий, следует руководствоваться Ж.3.2.6–Ж.3.2.11.

Неравномерное распределение нагрузок на перекрытие (покрытие)

Ж.3.2.6 Если в пределах пролета или выделенного участка перекрытия действуют различные виды нагрузок, а на отдельные пролеты перекрытия действуют сосредоточенные нагрузки, то сосредоточенные нагрузки допускается заменять эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой, действующей в рассматриваемом пролете. При расчетах связевых усилий эквивалентная равномерно распределенная нагрузка суммируется с постоянными и переменными нагрузками, действующими в рассматриваемом пролете или на участке перекрытия.

Ж.3.2.7 Если нагрузка изменяется в пределах площади одного этажа, перекрытие или покрытие следует разделять на отдельные участки, в пределах которых нагрузка может считаться постоянной и рассчитываться по формуле (Ж.7).

Ж.3.2.8 Эффективные нагрузки на перекрытие (покрытие), используемые для определения связевых усилий, следует рассчитывать с учетом следующего:

1) если разница между максимальными и минимальными значениями нагрузок в пределах выделенных участков не превышает 25 % от значения минимальной нагрузки, а площадь участка, на котором действует максимальная нагрузка, составляет:

а) не более 25 % от общей площади перекрытия или покрытия — в расчетах следует принимать значение эффективной нагрузки, рассчитываемое путем суммирования равнодействующих нагрузок, действующих на отдельные участки перекрытия, с последующим делением суммарной нагрузки на общую площадь перекрытия.

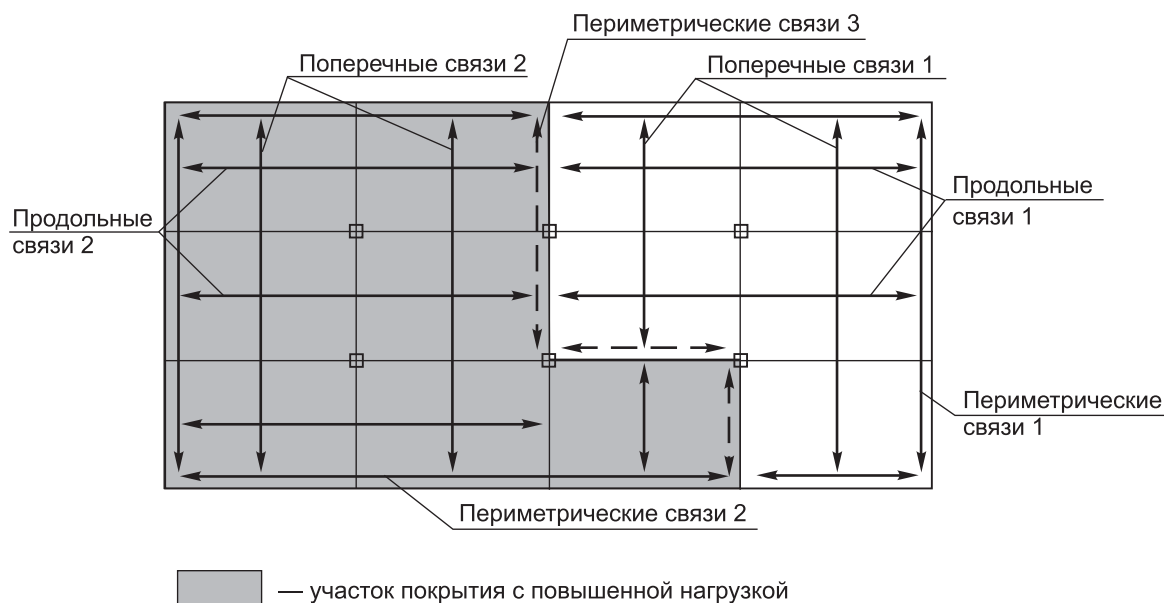
б) более 25 % от общей площади перекрытия или покрытия — в расчетах следует принимать значение эффективной нагрузки, равное максимальному значению нагрузки по выделенным участкам;

2) если разница в значениях максимальной и минимальной нагрузок, действующих на отдельных участках перекрытия, составляет более 25 % от минимального значения нагрузки:

а) в качестве эффективной нагрузки следует принимать максимальное значение нагрузки из действующих нагрузок на отдельных участках;

б) площадь всего перекрытия (покрытия) следует разделить на отдельные участки, в пределах которых нагрузку допускается рассматривать как имеющую одну интенсивность согласно СН 2.01.02. При этом каждый из выделенных участков должен иметь свою систему горизонтальных внутренних (продольных и поперечных) и периметрических связей.

Ж.3.2.9 Периметрические связи следует размещать по границе выделенных участков, как показано на рисунке Ж.5. В этом случае периметрические связи, располагаемые по границе отдельных участков с различными нагрузками, следует рассчитывать на сумму связевых усилий, определяемых отдельно для смежных наиболее и наименее нагруженных участков (пролетов).



- Продольные связи 1 — для участка с меньшей нагрузкой.
 Продольные связи 2 — для участка с повышенной нагрузкой.
 Поперечные (внутренние) связи 1 — для участка с меньшей нагрузкой.
 Поперечные (внутренние) связи 2 — для участка с повышенной нагрузкой.
 Периметрические связи 1 — для участка с меньшей нагрузкой.
 Периметрические связи 2 — для участка с большей нагрузкой.
 Периметрические связи 3 — на границе участков с различными нагрузками.

Рисунок Ж.5 — Схема размещения горизонтальных связей в перекрытии (покрытии) с неравномерным распределением нагрузок по площади

Ж.3.2.10 При устройстве периметрических связей в пределах выделенных участков перекрытия (покрытия) (см. рисунок Ж.5), внутренние связи (продольные и поперечные) допускается выполнять не на всю длину перекрытия (покрытия) в плане, а размещать в пределах выделенных участков при условии, что обеспечивается надежная анкеровка внутренних связей в элементах, выполняющих роль периметрических связей (рисунок Ж.6).

Ж.3.2.11 Внутренние связи (продольные и поперечные), располагаемые в менее нагруженных участках перекрытия, допускается продлевать на смежные более нагруженные участки и учитывать их дополнительно к внутренним связям, устанавливаемым на этих участках по расчету.

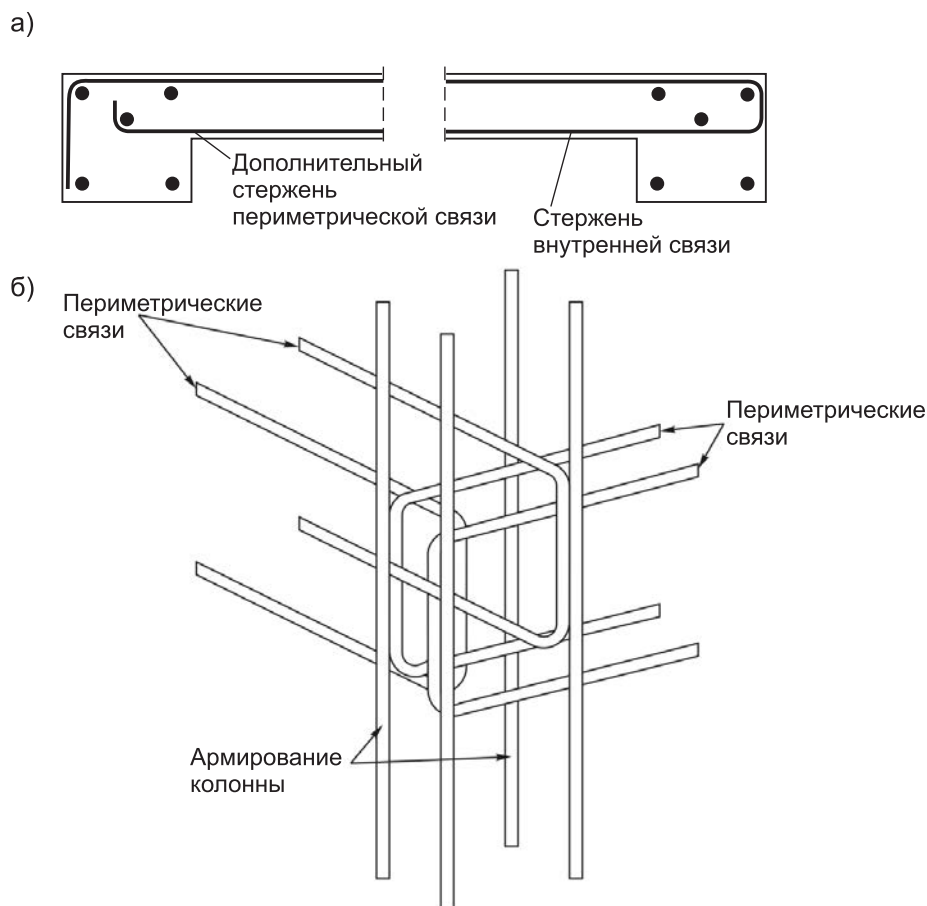


Рисунок Ж.6 — Схемы анкеровки:

а — внутренних связей в контурных элементах;

б — периметрических связей с угловыми колоннами

Ж.3.2.12 Нагрузки от элементов заполнения и фасадов

Нагрузки от элементов заполнения и фасадов следует учитывать при расчетах периметрических и вертикальных связевых усилий. При расчетах связевых усилий, внутренних продольных и поперечных связей элементы заполнения и фасадов не учитывают.

Правила проектирования внутренних продольных и поперечных связей

Ж.3.2.13 В качестве элементов, воспринимающих связевые усилия, допускается применять конструктивные элементы, входящие в состав перекрытия или покрытия (балки, обвязочные балки и т. п.), в том случае если элементы и их соединения оказывают достаточное сопротивление.

Ж.3.2.14 Каркасные и рамно-каркасные системы, включая каркасы с плоскими плитами перекрытий и покрытий

Продольные и поперечные связи в уровне перекрытий или покрытий следует располагать ортогонально друг к другу на всю длину, обеспечивая их надежную анкеровку в элементах, выполняющих роль периметрических связей, в соответствии с требованиями настоящих строительных правил.

Расстояния между внутренними продольными и поперечными связями, располагаемыми в уровне перекрытий и покрытий, не должны превышать $0,2L_T$ или $0,2L_L$ (где L_T и L_L — наибольшие расстояния между осями колонн, рам или несущих стен, поддерживающих два смежных пролета в продольном и поперечном направлениях соответственно) (рисунок Ж.7).

Размеры в метрах

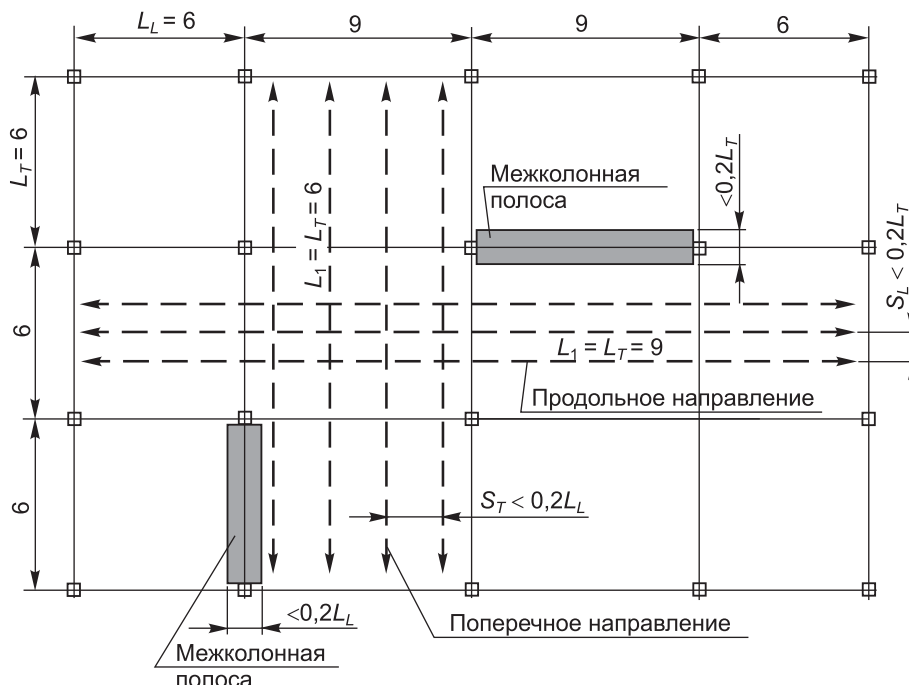


Рисунок Ж.7 — Схема для определения величины расчетных пролетов L_i при расчете связевых усилий для рамно-каркасных зданий и зданий с несущими стенами и плитами, работающими в двух направлениях

В перекрытиях и покрытиях с плоскими плитами в межколонных полосах, располагаемых по оси колонн шириной $0,2L_T$ или $0,2L_L$, следует располагать внутренние связи, запроектированные на расчетное усилие, равное двойному связевому усилию, рассчитанному для перекрытия или покрытия в целом. Оставшаяся часть связевого усилия распределяется на пролетную часть перекрытия.

Каждую из непрерывных горизонтальных связей, включая концевые соединения, следует рассчитывать в особой расчетной ситуации для восприятия расчетного растягивающего усилия T_j по формулам:

— для внутренних (продольных и поперечных) связей

$$T_j = 0,8 \cdot (g_k + \psi_i q_k) \cdot s L_i, \text{ но не менее } 75 \text{ кН}; \quad (\text{Ж.8})$$

— для периметрических связей

$$T_j = 0,4 \cdot (g_k + \psi_i q_k) \cdot s L_i, \text{ но не менее } 75 \text{ кН}, \quad (\text{Ж.9})$$

где s — шаг между связями;

L_i — пролет связи в рассматриваемом направлении, м, определяемый как наибольшее расстояние между колоннами или стенами, поддерживающими любые два соседних пролета по направлению рассматриваемой связи.

Ж.3.2.15 Конструктивные системы с несущими стенами

Горизонтальные внутренние связи, размещаемые в полосе шириной $0,2L_T$ или $0,2L_L$ (по $0,1L_T$ и $0,1L_L$ от оси несущей стены (рисунок Ж.8)) над несущей стеной, следует рассчитывать на величину удвоенного усилия, приходящегося на эту полосу (например, при расчетном усилии для перекрытия 150 кН/м $L_T = 6 \text{ м}$, тогда расчетное растягивающее усилие в полосе над несущей стеной составит: $T_j = 150 \cdot 0,2 \cdot 6 \cdot 2,0 = 360 \text{ кН}$).

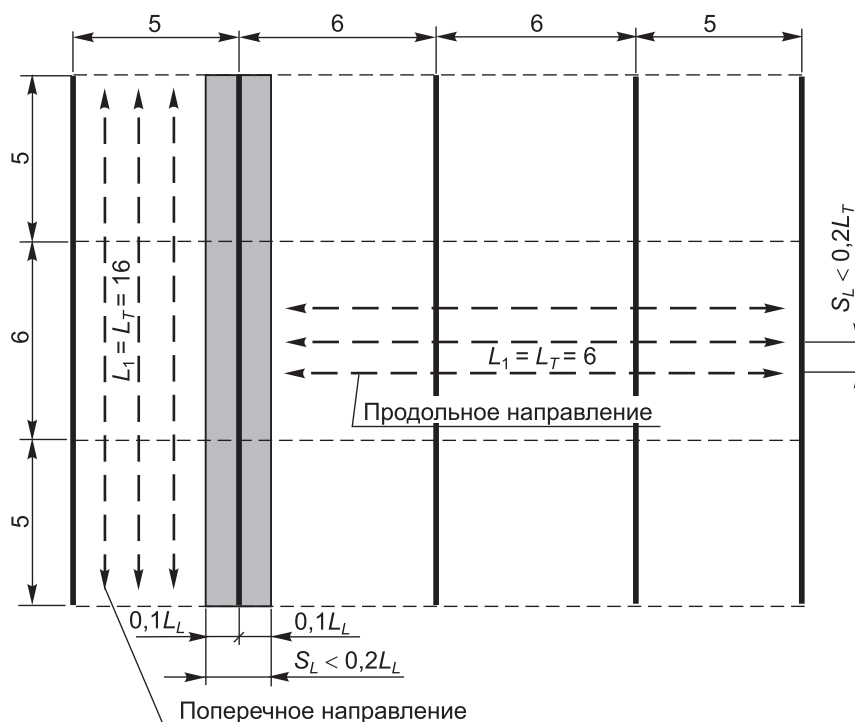


Рисунок Ж.8 — Схема для определения величины расчетных пролетов L_i при расчете связевых усилий для зданий с несущими стенами и плитами, работающими в одном направлении (при высоте этажа в свету $H \leq 3$ м)

Для плит, работающих в двух направлениях, расчетное растягивающее усилие T_j , по которому выполняют подбор внутренних продольных и поперечных связей, определяют по формуле

$$T_j = 3w_F L_i, \quad (\text{Ж.10})$$

где w_F — расчетная нагрузка, действующая на перекрытие (покрытие) в особой расчетной ситуации, кПа; определяют по формуле (Ж.7);

L_i — наибольшее расстояние, м, между осями стен, поддерживающих любые два соседних пролета по направлению рассматриваемой связи.

Для плит, работающих в одном направлении (см. рисунок Ж.8), расстояния между продольными и поперечными связями не должны превышать $0,2L_L$ (где L_L — наибольшее расстояние между осями несущих стен, поддерживающих любые два соседних пролета в продольном направлении). В полосе, примыкающей к стене, равной $0,1L_L$, следует размещать связи, рассчитанные на восприятие максимум двойного усилия, действующего в поле перекрытия.

В поперечном направлении длину связи L_T принимают равной $5H$ (где H — высота этажа в свету, м). Расчетное растягивающее усилие для подбора внутренних связей следует рассчитывать по формуле (Ж.9), принимая:

- при расчете продольных связей $L_i = L_L$;
- при расчете поперечных связей $L_i = L_T = 5H$.

Правила проектирования периметрических связей

Ж.3.2.16 В перекрытиях каркасных зданий, проектируемых с обвязочными или контурными балками, периметрические связи допускается размещать либо непосредственно внутри самих конструктивных элементов, либо в зонах, непосредственно примыкающих к контурным элементам сверху, при условии, что установка дополнительной связи обеспечивает угол поворота сечений $0,2$ рад ($11,3^\circ$).

Ж.3.2.17 В системах перекрытий с монолитными обвязочными или контурными балками полосу шириной 1 м, в пределах которой размещают периметрические связи, следует отсчитывать как расстояние от внутренней грани балки (см. рисунки Ж.8 и Ж.9).



Рисунок Ж.9 — Схема размещения областей стыковки продольных, поперечных и периметрических внутренних связей

Ж.3.2.18 Периметрические связи следует рассчитывать на восприятие растягивающего усилия T_p , которое определяют по формуле

$$T_p = 6w_F L_1 L_p, \quad (\text{Ж.11})$$

где w_F — расчетная нагрузка, действующая на перекрытие, кПа; определяют по формуле (Ж.7);

L_1 — для наружных периметрических связей наибольшее расстояние между осями колонн или стен по периметру здания по направлению связи, м;

L_p — ширина параметрической полосы; $L_p = 1$ м.

Примечание — При расчете усилий в параметрических связях при постоянных нагрузках следует учитывать собственный вес элементов перекрытия, другие постоянные нагрузки, включая нагрузки от элементов заполнения и фасадов, поддерживаемых конструкциями перекрытия. Если нагрузки от элементов заполнения (наружных несущих стен), фасадов заданы как погонные усилия, в килоньютонх на метр, вдоль периметра, их следует преобразовывать в площадные нагрузки, в килопаскалях, равномерно распределенные по периметрической полосе шириной 1 м, и добавлять к другим нагрузкам, действующим на перекрытие согласно Ж.3.2.

Ж.3.2.19 Для зданий, в которых отдельные секции имеют разное количество этажей (например, к двухэтажной секции примыкает секция высотой более трех этажей), периметрические связи следует размещать в уровнях перекрытий, имеющих одинаковые высотные отметки по периметру всего здания.

Ж.3.2.20 Правила проектирования вертикальных связей

В каркасных зданиях колонны, несущие и ненесущие стены следует использовать как элементы, воспринимающие вертикальные связевые усилия. Вертикальные связи должны быть непрерывными на всю высоту здания от уровня фундамента до уровня покрытия. При проектировании вертикальных связей следует соблюдать требования ТКП EN 1991-1-7 и ТКП EN 1992-1-1 (9.10.2.5)

Вертикальные связи следует рассчитывать на восприятие растягивающего усилия, создаваемого наибольшей по величине вертикальной нагрузкой, воспринимаемой колонной или стеной любого этажа, собираемой с грузовой площади, равной площади потенциального обрушения.

Обеспечение неразрезности связей

Ж.3.2.21 Траектории периметрических связей должны быть непрерывными по контуру перекрытия. Для внутренних продольных и поперечных связей траектории, проходя от противоположных наружных граней перекрытия, должны быть неразрывными.

Если в площади перекрытия есть разрывности (лифтовые шахты, вентканалы, лестничные клетки и т. д.), допускается устраивать дополнительную систему периметрических связей. Анкеровка периметрических, внутренних продольных и поперечных связей должна быть обеспечена согласно требованиям соответствующих ТНПА.

Стыковка, анкеровка и размещение связей в монолитных железобетонных и предварительно напряженных перекрытиях и покрытиях

Ж.3.2.22 В монолитных, сборно-монолитных и сталебетонных конструкциях перекрытий, а также в сборных перекрытиях с монолитной набетонкой соединения арматурных элементов, выполняющих функцию горизонтальных связей, следует выполнять в соответствии с требованиями ТНПА. Соединения (стыки) арматурных элементов следует размещать в шахматном порядке в закрашенных областях, показанных на рисунке Ж.9. Механические стыки арматуры на муфтах, обеспечивающие равнопрочное соединение, допускается применять в любом месте перекрытия.

Ж.3.2.23 Сварные соединения, соединения внахлест, петлевые соединения арматурных элементов продольных и поперечных горизонтальных связей следует размещать не ближе чем $0,2L_s$ от любого несущего элемента поперечного направления (см. рисунок Ж.9). Соединения периметрических связей следует размещать на расстоянии по направлению связи не ближе чем $0,2L_s$ от элемента поперечного направления (см. рисунок Ж.9).

Ж.3.2.24 В углах, образованных периметрическими связями, следует устанавливать дополнительную арматуру, обеспечивая требуемую длину анкеровки в соответствии с требованиями ТНПА.

Стыковка, анкеровка и размещение связей в перекрытиях и покрытиях из сборных элементов

Ж.3.2.25 При устройстве сборных железобетонных перекрытий и покрытий в качестве связевых элементов для восприятия связевых усилий допускается применять арматуру, располагаемую непосредственно в отдельных плитах, при условии что арматурные стержни проходят непрерывно через всю конструкцию перекрытия или покрытия и надежно заанкерены. Для устройства горизонтальных связей в коротком направлении сборных плит следует применять специальные мероприятия, например устройство монолитных армированных набетонок. При устройстве монолитной армированной набетонки, в которой размещают горизонтальные связи, следует обеспечивать требуемое сопротивление стыкового соединения как из условий сдвига, так и из условий отрыва сборных элементов при расчете в особой расчетной ситуации при развитии чрезмерных деформаций. Для обеспечения совместной работы сборных плит и монолитной армированной набетонки рекомендуется устройство из плит выпусков в виде крюков, петель и т. д.

Ж.3.2.26 При устройстве продольных горизонтальных связей арматурные стрежни, воспринимающие связевые усилия, допускается размещать в швах между отдельными сборными плитами (рисунок Ж.10). Схемы размещения горизонтальных связей в перекрытиях из сборных элементов показаны на рисунках Ж.11–Ж.14.

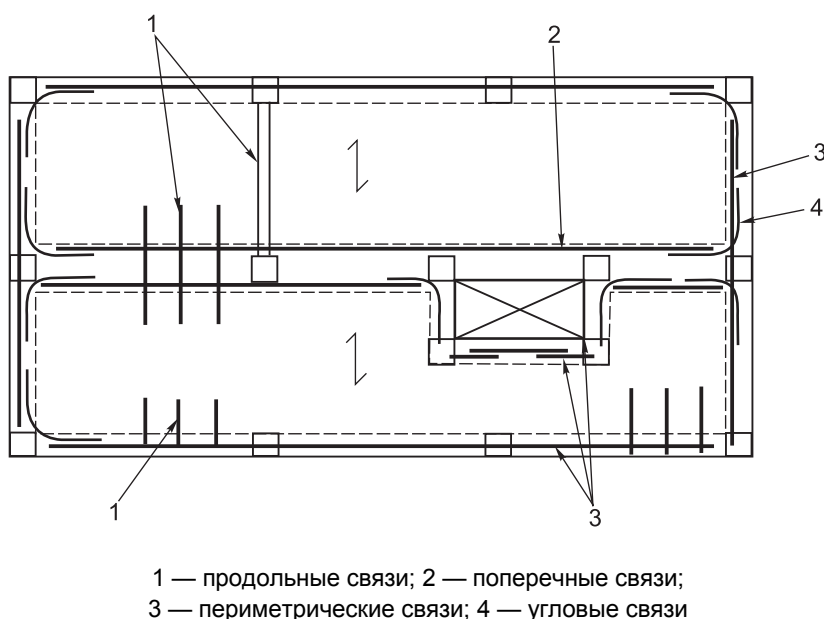
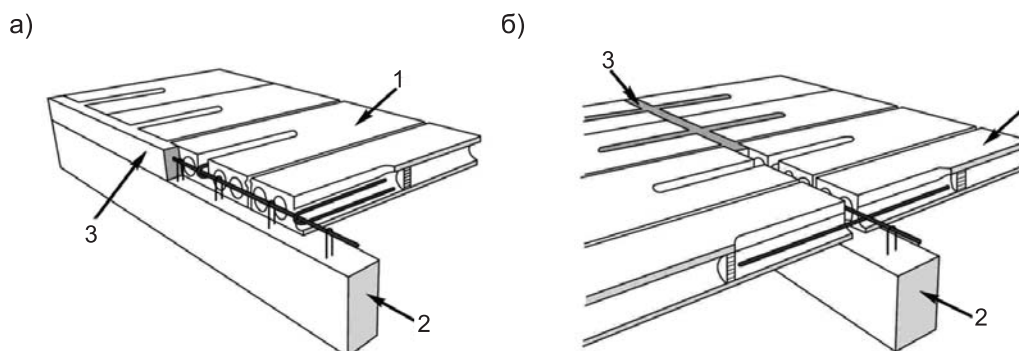
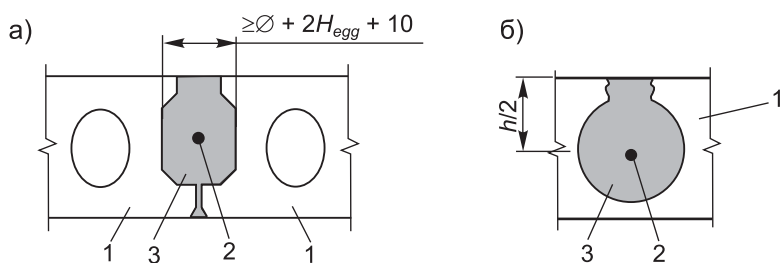


Рисунок Ж.10 — Общая схема размещения внутренних связей в перекрытиях (покрытиях)



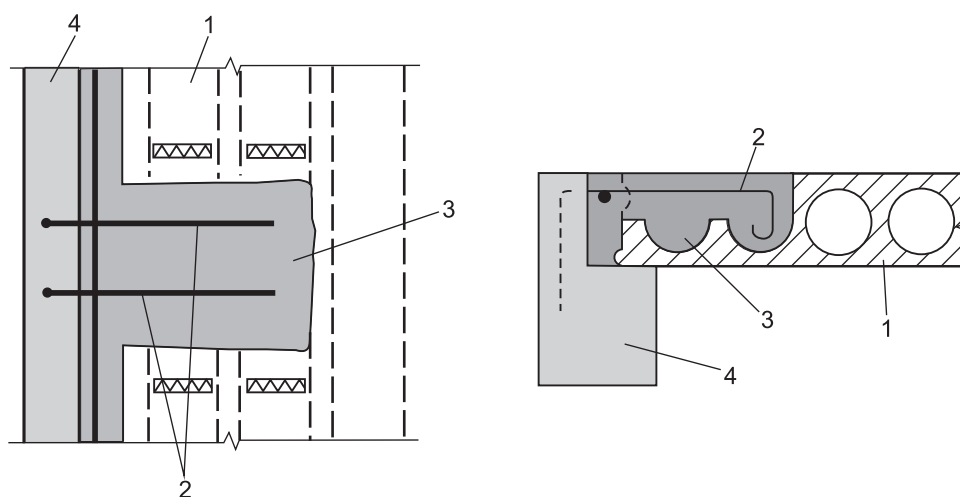
1 — плиты пустотного настила; 2 — элемент несущей стены или балки;
3 — монолитный бетон, укладываемый в условиях строительной площадки

Рисунок Ж.11 — Схемы размещения в перекрытиях из плит пустотного настила связей:
а — периметрических;
б — вертикальных



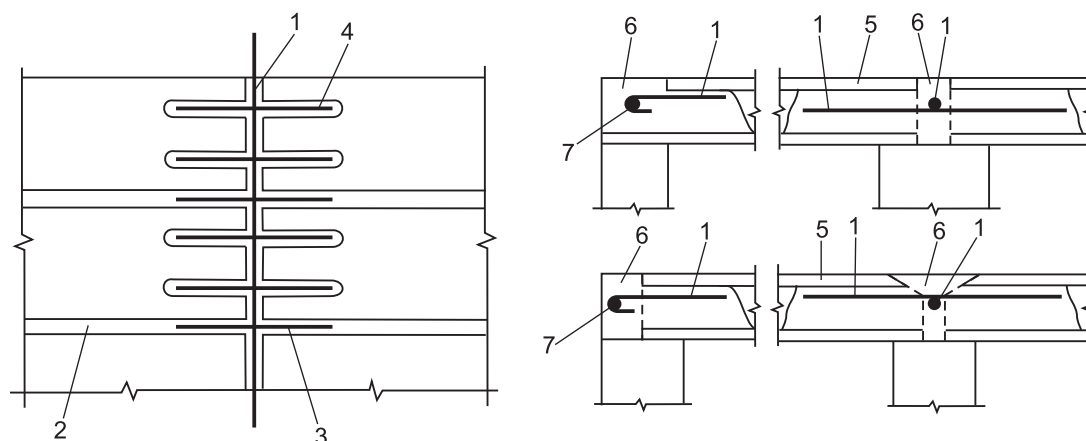
1 — плита пустотного настила; 2 — стержень связи; 3 — монолитный бетон

Рисунок Ж.12 — Расположение продольных связей:
а — в шве между плитами;
б — в пустоте плиты



1 — плита пустотного настила; 2 — арматурные стержни;
3 — монолитный бетон; 4 — опорная балка

Рисунок Ж.13 — Схемы узла примыкания плиты пустотного настила к периметрической связи



1 — внутренняя связь; 2 — продольный шов; 3 — стержень в продольном шве;
4 — стержень в прорезанной пустоте; 5 — сборная плита;
6 — монолитный бетон; 7 — периметрическая связь

**Рисунок Ж.14 — Схемы узлов размещения внутренних связей
в сборных перекрытиях зданий класса 2Б**

Ж.3.2.27 Связевые элементы с недостаточным сопротивлением

Если в вертикальных связях расчетные связевые усилия превышают расчетное сопротивление связевых элементов, необходимо:

- 1) повторить расчет и увеличить сопротивление связевого элемента;
- 2) использовать АТ-метод для проверки условия, что конструктивная система способна воспринимать нагрузки после удаления элемента с дефицитом прочности.

Ж.3.2.28 Расчет прочности связевых элементов

Расчет прочности связевых элементов в общем случае производят как для растянутых элементов по условию метода частных коэффициентов:

$$T_{Ed} \leq T_{Rd},$$

где T_{Ed} — расчетное значение связевого усилия, определяемое в зависимости от его типа в соответствии с положениями настоящих строительных правил;

T_{Rd} — расчетное значение прочности связи на растяжение, определяемое по методу частных коэффициентов в соответствии с требованиями ТНПА, с учетом повышающих коэффициентов к расчетным характеристикам материалов.

Ж.3.3 Метод альтернативных (резервных) путей передачи нагрузки (АТ-метод)

Общие положения

Ж.3.3.1 АТ-метод следует применять в следующих случаях:

— если вертикальный конструктивный элемент не обеспечивает требуемого сопротивления для восприятия связевого усилия и невозможно использовать АТ-метод для проверки, способна ли конструктивная система воспринимать нагрузки, расположенные выше разрушенного (поврежденного) вертикального конструктивного элемента (конструктивные системы класса 2Б);

— если выполняется расчет конструктивных систем, имеющих высокий уровень защиты (к ним относятся конструктивные системы класса 3). В этом случае выполняют вынужденное удаление отдельных вертикальных несущих конструктивных элементов согласно правилам, изложенным в Ж.3.3.5–Ж.3.3.8.

Ж.3.3.2 Для расчета модифицированных конструктивных систем с вынужденно удаленными конструктивными элементами (или вертикальными элементами, имеющими дефицит прочности) для АТ-метода рекомендуется использовать пространственные расчетные модели, к которым применимы следующие расчетные процедуры:

а) линейный статический анализ: применяется гипотеза о работе материалов в линейно-упругой стадии, а геометрическая формулировка базируется на малых деформациях (перемещениях). Исключением из традиционного метода является возможность врезки дискретных пластических шарниров

в сечениях, где изгибающие моменты достигают предельных значений. Полная расчетная нагрузка для особого сочетания воздействий прикладывается одновременно ко всем элементам модифицированной конструктивной системы с удаленным вертикальным несущим элементом;

б) нелинейный статический анализ: учитывается физическая и геометрическая нелинейность. К модифицированной конструктивной системе с удаленным вертикальным несущим элементом пошагово прикладывают нагрузку равными ступенями от нуля до полного расчетного значения. На каждой(-ом) ступени (этапе) нагружения выполняют итерационный расчет конструктивной системы;

в) нелинейный динамический анализ: учитывается физическая и геометрическая нелинейность. Динамический анализ производят для конструктивной системы, в которой быстро удаляют вертикальный несущий элемент при полной расчетной нагрузке для соответствующего особого сочетания воздействий и анализируют результирующие параметры движения (ускорения).

Примечание — Выполнение нелинейных статических и нелинейных динамических расчетов возможно только в том случае, если применяемое программное обеспечение имеет такие возможности.

Ж.3.3.3 При создании расчетной модели конструктивной системы рекомендуется учитывать конструктивные элементы, которые в нормальных условиях эксплуатации (в постоянных расчетных ситуациях) являются второстепенными (ненесущими), а при наличии локальных особых воздействий могут активно участвовать в перераспределении внутренних усилий в элементах модифицированной конструктивной системы.

Расчет конструктивной системы следует выполнять с использованием сертифицированных программных комплексов, в том числе основанных на МКЭ. Рекомендуется применение программных комплексов, допускающих возможность учета в расчетах физической и геометрической нелинейности только в том случае, если такие возможности подтверждены документально.

При выполнении расчетов конструктивной системы по АТ-методу в ее расчетной модели следует определить главные и второстепенные элементы. Элементы, обеспечивающие способность конструктивной системы противостоять прогрессирующему обрушению при удалении вертикального несущего элемента, определяют как основные или главные элементы. Все остальные элементы конструктивной системы следует рассматривать как второстепенные (например, связевые элементы пространственной рамы).

Ж.3.3.4 Полученные на основании статического расчета усилия в отдельных конструктивных элементах следует сравнивать с предельными усилиями, которые могут быть восприняты этими элементами.

Правила удаления несущих конструктивных элементов

Ж.3.3.5 Несущие элементы следует удалять из конструктивной системы в следующих случаях:

— если вертикальный элемент конструктивной системы не обладает требуемым расчетным сопротивлением, достаточным для восприятия вертикального связевого усилия;

— при проверке конструктивной системы зданий классов 2Б и 3 согласно таблице Ж.1 на способность противостоять особым воздействиям, сохраняя адекватное сопротивление конструктивных элементов после удаления ключевых конструктивных элементов в установленной последовательности и с учетом их расположения на плане здания и по его высоте.

Ж.3.3.6 При составлении расчетных моделей конструктивной системы следует принимать, что конструктивные элементы перекрытия (балки, контурные балки, плиты) проходят непрерывно над местами, где располагалась внутренняя и наружная удаляемая колонна.

Ж.3.3.7 Удаление вертикальных несущих элементов с недостаточным сопротивлением

Для каждой колонны, не обеспечивающей требуемого расчетного сопротивления для восприятия вертикального связевого усилия, производят удаление участка колонны длиной, равной расстоянию в свету между элементами, обеспечивающими ограничение перемещений верха колонны в поперечном направлении (рисунок Ж.15).

Для каждой несущей стены, не обеспечивающей требуемого расчетного сопротивления для восприятия вертикального связевого усилия, производят удаление участка наружной стены длиной, равной двойной высоте H этажа в свету, если длина стены более $2H$ (рисунок Ж.16); если длина стены менее $2H$ — производят удаление всей стены.

Примечание — Если стена имеет разрывности (например, проемы для окон и дверей), то они включаются в общую длину стены.

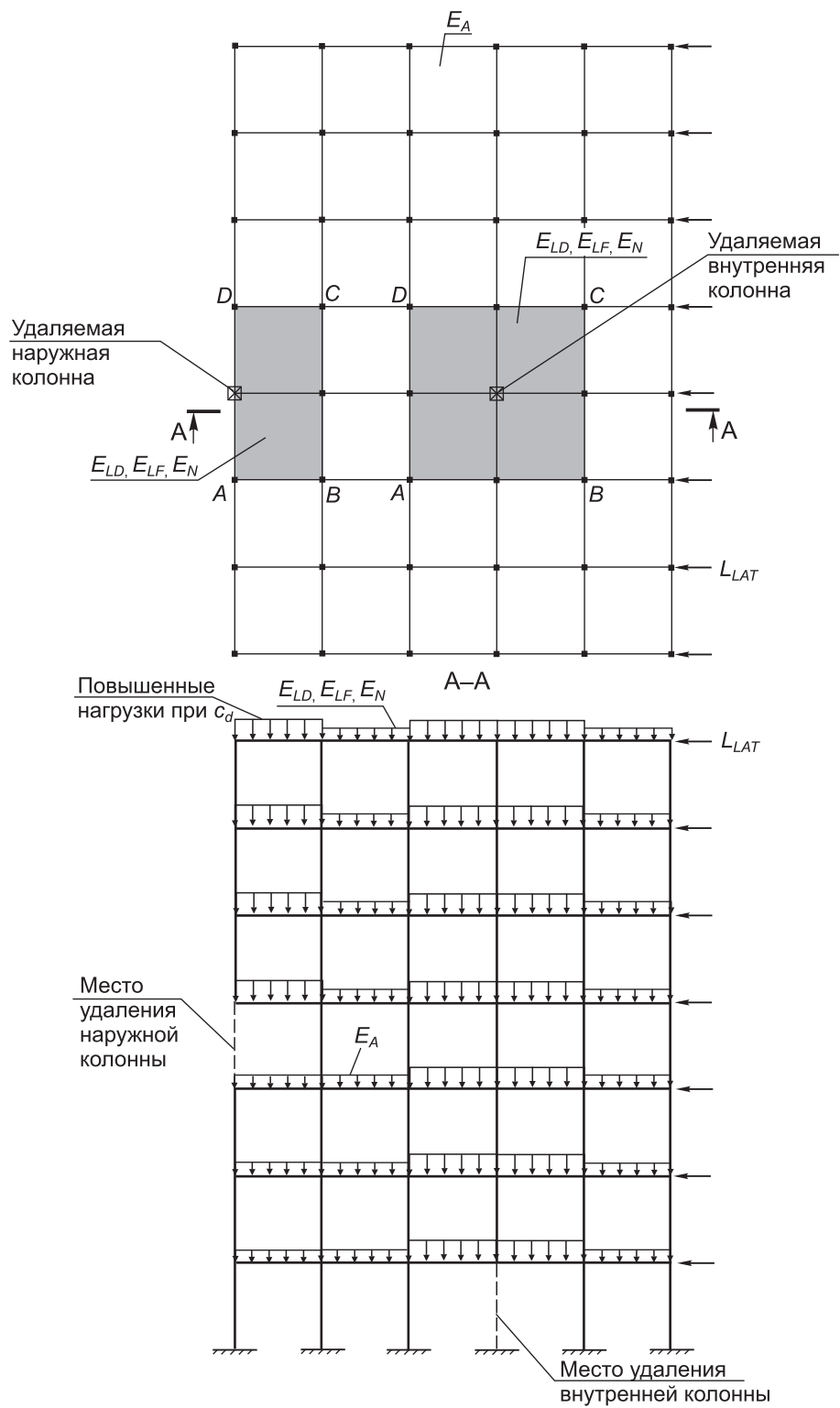


Рисунок Ж.15 — Схемы вынужденного удаления колонн и приложения нагрузок

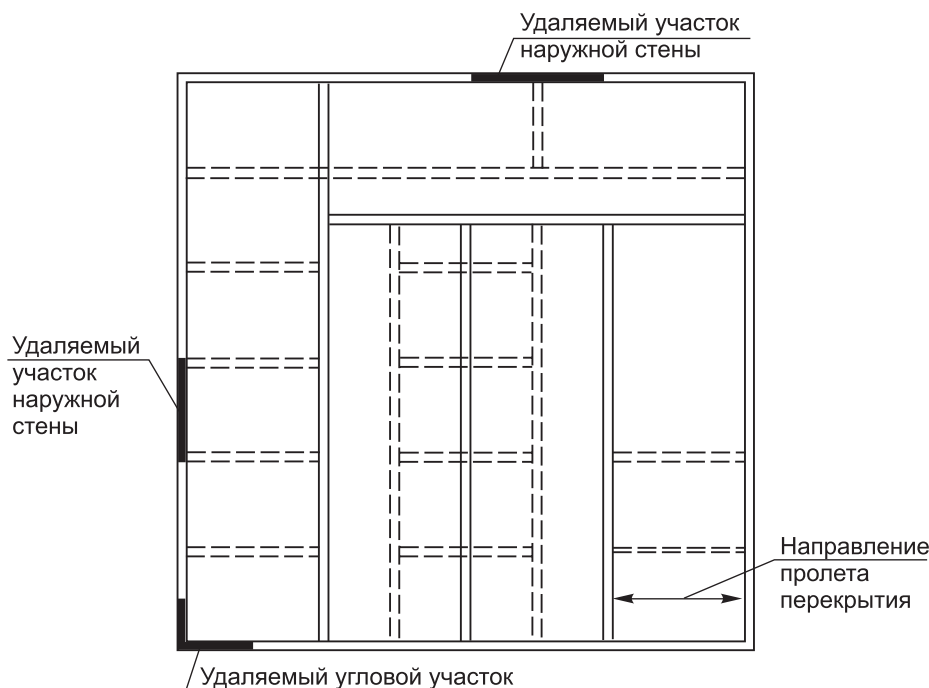


Рисунок Ж.16 — Схема удаления участков наружных несущих стен в зданиях классов 2Б и 3

Ж.3.3.8 Удаление конструктивных элементов в зданиях классов 2Б и 3

При анализе модифицированной конструктивной системы для каждой из рассматриваемых удаляемых колонн производят удаление участка стен длиной, равной расстоянию в свету между элементами, раскрепляющими колонну и ограничивающими ее перемещение в поперечном направлении.

Для каждой удаляемой несущей стены, рассматриваемой при анализе модифицированной конструктивной системы, следует произвести удаление участка длиной, равной $2H$ и соответственно равной высоте стены в свету между элементами, раскрепляющими верх стены в поперечном направлении (рисунок Ж.17).

Примечание — Удалению подвергаются только плоские участки стен. В перекрестных стенах, имеющих тавровое сечение в плане, удаляют только элемент стены одного направления, но не весь фрагмент стены. Для углов наружных стен, в месте пересечения одной или обеих несущих стен различных (ортогональных) направлений, участок стены длиной, равной высоте этажа в свету H , в каждом направлении удаляют.

Для каждого установленного на плане положения удаляемого конструктивного элемента отдельный расчет конструктивной системы следует выполнять, рассматривая следующие модифицированные расчетные схемы:

- с удаленным элементом на первом этаже;
- с удаленным элементом на этаже, расположенном непосредственно под покрытием (верхний этаж);
- с удаленным элементом на этаже, расположенном в середине высоты здания;
- с удаленным элементом на этаже, расположенном непосредственно над местом стыковки колонн по высоте или изменения размеров колонн.

Примечание — Например, если в расчетной модели 10-этажного здания угловую колонну определяют как удаляемый элемент, а стыковку колонн предполагается выполнять на третьем этаже, то расчет модифицированной системы следует производить с удаленной колонной на первом и пятом этажах и дополнительно на четвертом этаже (над местом стыковки колонн по высоте).

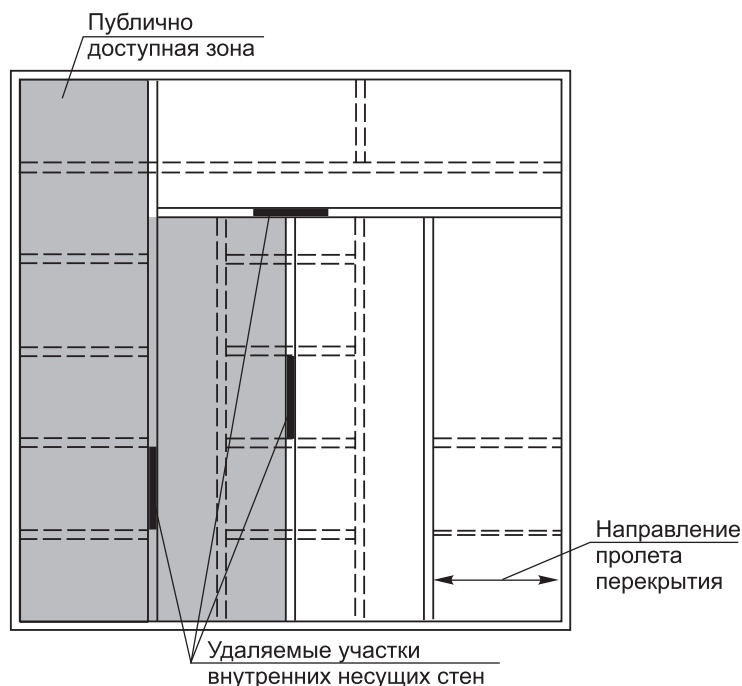


Рисунок Ж.17 — Схема удаления участков внутренних несущих стен паркингов, цокольных и первых этажей в публично доступных зонах здания

Ж.3.4 Расчетные процедуры проверки критериев живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях

Ж.3.4.1 Линейный статический анализ

Данный анализ является наиболее простой расчетной процедурой из перечисленных выше процедур. После того как создана линейная статическая расчетная модель, к участкам перекрытия (покрытия), находящимся над удаляемым элементом (колонной, участком стены либо другим несущим элементом), прикладывают квазистатическую повышенную нагрузку в соответствии с особым сочетанием, величина которой определяется умножением на нагрузочный повышающий коэффициент. Нагрузочный повышающий коэффициент LIF должен приблизительно учитывать как динамические (инерционные), так и нелинейные эффекты, возникающие при внезапном приложении гравитационной нагрузки. Установленные расчетом внутренние усилия в элементах и узлах конструктивной системы сравнивают с модифицированными расчетными сопротивлениями элементов конструкции. Для усилий, контролируемых деформацией (например, изгибающих моментов), расчетные усилия сравнивают с расчетным сопротивлением элемента, умноженным на нагрузочный повышающий коэффициент LIF , учитывающий расчетную деформативность элемента (например, работу элемента на нисходящей ветви диаграммы «момент — угол поворота»). Значения нагрузочного повышающего коэффициента определяют по соответствующим диаграммам «усилие — перемещение». Для усилий, контролируемых нагрузкой (например, поперечные силы), расчетные усилия сравнивают с немодифицированными расчетными сопротивлениями элементов конструкции (таблица Ж.10).

Таблица Ж.10 — Примеры усилий, контролируемых деформациями и нагрузкой для компонентов расчетной модели

Компонент расчетной модели	Усилия	
	контролируемые деформацией	контролируемые нагрузкой
Моментные рамы:		
балки	M	V
колонны	M	P, V
узлы	—	V
Стены	M, V	P

Окончание таблицы Ж.10

Компонент расчетной модели	Усилия	
	контролируемые деформацией	контролируемые нагрузкой
Раскрепленные рамы:		
связи	P	—
балки	—	P
колонны	—	P
сдвиговые связи	V	P, M
Соединения	—	P, V, M
<i>Примечание</i> — Обозначения, принятые в таблице: M — момент; V — перерезывающая сила; P — осевое усилие.		

Ж.3.4.2 Нелинейный статический анализ

Моделирование конструктивной системы

При выполнении нелинейного статического анализа следует применять пространственную расчетную модель конструктивной системы. Плоские (2D) расчетные модели применять не рекомендуется.

Для каждого из компонентов расчетной модели должны быть заданы зависимости, связывающие усилия и деформацию и моделирующие их нелинейное поведение при нагружении. Параметрические точки следует определять расчетом.

Описание пластических шарниров

Для создания расчетной модели, позволяющей адекватно выполнять нелинейные расчеты, необходимо произвести описание и врезку пластических шарниров в сечениях конструктивных элементов.

Параметры диаграммы «момент — угол поворота» ($M - \theta$) определяют по следующему алгоритму:

1) рассчитывают параметрические точки диаграммы «момент — кривизна» ($M - 1/\varphi$) для характерных сечений элементов пространственной рамы с учетом их геометрических характеристик, характеристик свойств материалов с учетом внезапного приложения нагрузки, количества армирования, принятого в строительном проекте;

2) рассчитывают параметрические точки диаграммы «момент — угол поворота» ($M - \theta$) для установленной длины пластического шарнира. Определяют свойства и контрольные точки для пластических шарниров.

Применение положений энергетического баланса и назначение критериев живучести

Максимальное нелинейное динамическое перемещение элемента конструктивной системы для заданного уровня нагружения может быть рассчитано из ее энергетического баланса, а именно равенства совершаемой внешними гравитационными силами работы w_i при максимальном динамическом перемещении $\Delta_{d,i}$ и потенциальной энергии деформации (работы внутренних сил) u_i , вычисленной при данном перемещении.

Для основной формы колебаний изгибаемого конструктивного элемента равенство работы, совершаемой внешними гравитационными силами при максимальном вертикальном перемещении Δ_d и потенциальной энергии деформации достигается в случае, когда площадь $S_{OABC} = S_{ODC}$ (рисунок Ж.18).

Зависимость между величиной квазистатического усилия P_i и соответствующим максимальным динамическим перемещением на первом полупериоде колебаний в общем случае определяют по формуле

$$P_i = \lambda P_y = \frac{1}{\Delta_{d,i}} \int_0^{\Delta_{d,i}} F_d d\Delta_{st}, \quad (\text{Ж.12})$$

где $\Delta_{d,i}$ — максимальное динамическое перемещение, определяемое при внезапно приложенной гравитационной нагрузке уровня P_i ;

$\int_0^{\Delta_{d,i}} F_d d\Delta_{st}$ — потенциальная энергия деформации элемента конструкции при перемещении, равном максимальному динамическому перемещению $\Delta_{d,i}$.

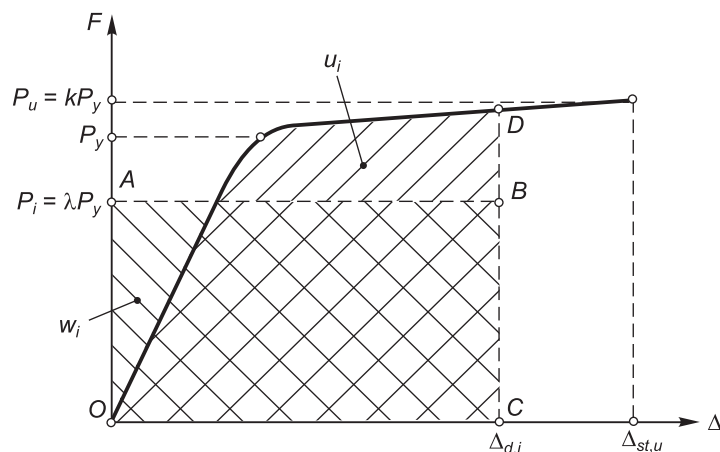


Рисунок Ж.18 — Диаграмма определения максимального динамического перемещения $\Delta_{d,i}$ с применением положений энергетического баланса

Из установленной зависимости, описывающей нелинейную статическую реакцию конструктивного элемента (системы в целом), может быть перестроена зависимость $P_i - \Delta_{d,i}$, связывающая максимальные динамические перемещения с соответствующими уровнями внезапно приложенной гравитационной нагрузки.

При описании полной нелинейной статической диаграммы $F - \Delta$ конструктивной системы с достаточной для практики точностью может быть использована двухлинейная (билинейная) аппроксимация с наклонной ветвью на участке $(\Delta_y; \Delta_u)$.

В этом случае для построения квазистатической диаграммы достаточно установить два уровня внезапно приложенной гравитационной нагрузки: P_{yd} — соответствующий динамическому перемещению $\Delta_{d,y} \equiv \Delta_{st,y}$, при котором достигаются относительные деформации текучести в растянутой арматуре (образование пластического шарнира); P_{ud} — соответствующий предельному значению перемещения $\Delta_{d,u} \equiv \Delta_{st,u}$.

При установленной зависимости, описывающей нелинейную статическую реакцию элемента конструктивной системы, могут быть решены две задачи:

— при известном (заданном) значении особой нагрузки P_i из энергетического баланса системы ($w_i = u_i$) определяют максимальное динамическое перемещение $\Delta_{d,i}$ на первом полупериоде колебаний и сравнивают полученное значение с предельным значением перемещения $\Delta_{d,u}$ по формуле

$$\Delta_{d,i} = \frac{1}{P_i} \int_0^{\Delta_{d,i}} F_d d\Delta_{st} \leq \Delta_{d,u}; \quad (\text{Ж.13})$$

— при установленном из нелинейной статической диаграммы $F - \Delta$ предельном значении вертикального перемещения $\Delta_{d,u} \equiv \Delta_{st,u}$ (угла поворота $\theta_{d,u}$) из энергетического баланса системы определяют предельное значение гравитационной внезапно приложенной нагрузки P_u по формуле

$$P_u = \frac{1}{\Delta_{d,u}} \int_0^{\Delta_{d,u}} F_d d\Delta_{st} \quad (\text{Ж.14})$$

и проверяют критерий живучести: $P_i \leq P_u$.

Ж.3.4.3 Нелинейный динамический анализ

Расчетная модель конструктивной системы

Расчетную модель создают в соответствии с правилами, приведенными в Ж.3.4.2.

Для нелинейного динамического анализа применяют программный комплекс, в котором имеется возможность задания истории нагружения и коэффициентов демпфирования.

При данном анализе также необходимо учитывать поведение материалов в условиях динамического приложения нагрузки.

Расчетное сочетание нагрузок и процедура нагружения

Внезапное удаление колонны из конструктивной системы в соответствии с расчетным сценарием эквивалентно эффекту от внезапного приложения к модифицированной конструктивной системе гравитационной нагрузки, воспринимаемой данным вертикальным элементом.

При выполнении расчета историю нагружения в удаляемом элементе следует принимать в виде двухлинейной диаграммы. Коэффициент демпфирования допускается принимать равным 5 %, время выключения вертикального элемента — $1 / 10T$ (где T — собственный период колебаний, определенный из модального анализа).

Динамическую нагрузку E_d , равную реакции в потенциально удаляемом элементе от особого сочетания нагрузок на все перекрытие без применения повышающих коэффициентов, определяют по формуле

$$E_d = G_k + 0,5Q_k. \quad (\text{Ж.16})$$

Нелинейный динамический анализ следует выполнять по следующей схеме.

Производят статический расчет немодифицированной конструктивной системы на особое сочетание нагрузок и определяют реакцию в удаляемом элементе. Фиксируют деформированное состояние системы. К узлу с удаляемым элементом прикладывают сосредоточенную силу, равную реакции в удаляемом элементе, определенной ранее, согласно графику истории нагружения, приведенному на рисунке Ж.19.

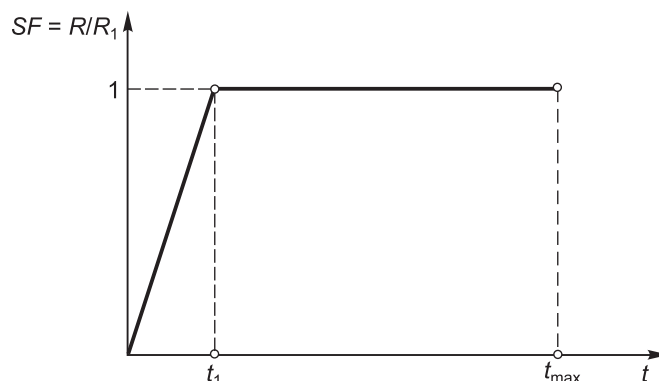


Рисунок Ж.19 — График истории нагружения конструктивной системы

Ж.3.5 Специфические требования при расчете сопротивления конструктивной системы из железобетона

При назначении расчетных характеристик (сопротивлений) для материалов, применяемых в железобетонных конструкциях, при расчетах на особые воздействия к расчетным сопротивлениям, установленным в ТНПА, применяют повышающие коэффициенты, приведенные в таблице Ж.11.

Таблица Ж.11 — Повышающие коэффициенты при расчете железобетонных конструкций

Характеристики железобетонной конструкции	Повышающий коэффициент к расчетным сопротивлениям
Прочность бетона на сжатие f_{cd}	1,25
Расчетное сопротивление арматуры f_{yd}	1,15

Приложение К

Методы расчета вторичных эффектов постнапряжения при использовании эквивалентных нагрузок

К.1 При использовании в статических расчетах эквивалентных нагрузок от постнапряжения в элементах конструктивной системы создаются первичные и вторичные эффекты. Наиболее распространенные схемы для определения эквивалентных нагрузок от постнапряжения приведены на рисунке К.1.

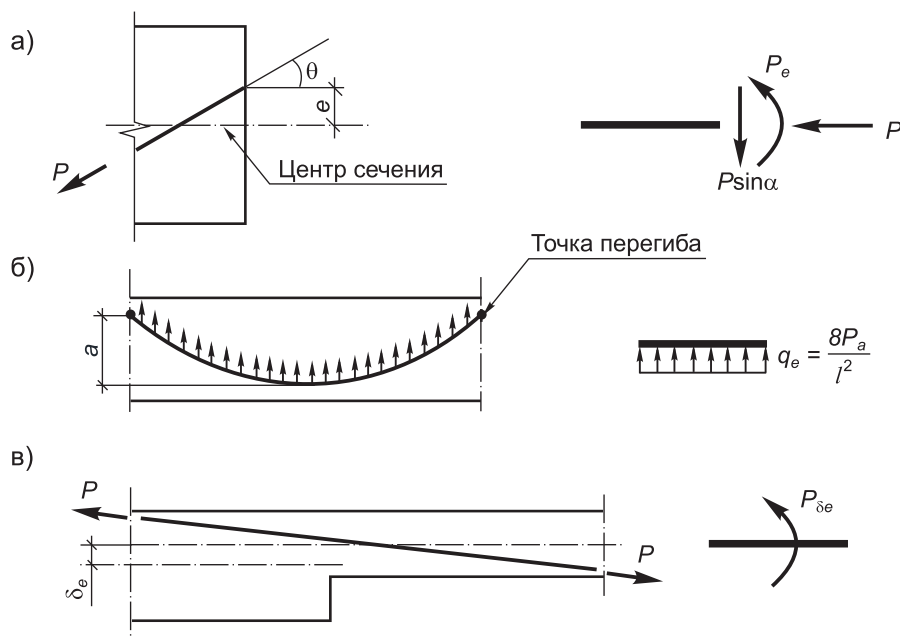


Рисунок К.1 — Схемы для определения эквивалентных нагрузок от постнапряжения:

- а** — в анкерных устройствах на концевых участках плит;
- б** — в пролете при параболическом профиле трассы;
- в** — в местах изменения толщины плиты

К.2 Для определения вторичных эффектов рекомендуется выполнять статический анализ конструктивной системы при действии только эквивалентной нагрузки от постнапряжения. Результаты анализа, представленные эпюрами распределения моментов поперечных и продольных сил, включают сочетания первичных и вторичных эффектов.

К.3 Для определения вторичных эффектов постнапряжения в конструктивной системе применяют два метода.

Метод А

При проверках предельных состояний несущей способности вторичные эффекты, включаемые в основные сочетания расчетных нагрузок, необходимо определять по следующему алгоритму.

1 Рассчитать значения эквивалентных нагрузок от постнапряжения в пролетах плиты с использованием коэффициента $\gamma_p = 1,0$ к усилию обжатия для назначенного профиля оси трассы напрягающего элемента.

2 Произвести статический расчет конструктивной системы с указанием эпюр распределения изгибающих моментов от эквивалентных нагрузок.

3 Произвести расчет первичных моментов от постнапряжения ($M_{mt} = P_{mt}e$) в плите на каждой из опор с условием, что от предварительного напряжения не возникают первичные изгибающие моменты в колоннах (элементах, на которые не создается натяжение).

4 Определить первичные эффекты из эпюр распределения изгибающих моментов, полученных из статического расчета конструктивной системы (пункт 2), с учетом, что изгибающие моменты и продольные силы в колоннах вызваны только вторичными эффектами.

Метод Б

Учитывая, что от постнапряжения в колоннах не возникают первичные эффекты, изгибающие моменты и продольные силы, рассчитанные в колоннах, относятся только ко вторичным эффектам. Поэтому вторичные эффекты в плите могут быть определены из расчета эквивалентной (заменяющей) рамы, к которой следует прикладывать изгибающие моменты и продольные силы (реакции), действующие в колоннах от эквивалентных равномерно распределенных нагрузок, вызванных постнапряжением. В результате получают эпюры распределения вторичных изгибающих моментов и перерезывающих сил.

Приложение Л

Правила трассировки напрягающих элементов

Л.1 Трассировка напрягающих элементов. Очертание трассы

Л.1.1 Трассировку оси напрягающих элементов следует выполнять в соответствии с указаниями, содержащимися в технической документации, относящейся к конкретной системе постнапряжения.

Л.1.2 Для балок и плит с напрягающими элементами, распределенными по пролету, рекомендуется применять трассировку в виде обратной параболы с точками перегиба, расположенными на расстоянии $a = 0,1L$ (где L — длина пролета) от середины опоры (рисунок Л.1).



Рисунок Л.1 — Профиль трассы для напрягающих элементов, распределенных по пролету

Л.1.3 Для напрягающих элементов, располагаемых в межколонных полосах, рекомендуется применять параболическую трассу с прямолинейным участком длиной 1,2 м над опорой (рисунок Л.2). Такой вид профиля трассы позволяет расположить напрягающие элементы в межколонных полосах у опор на верхних стержнях ненапрягаемой арматуры ортогонального направления.

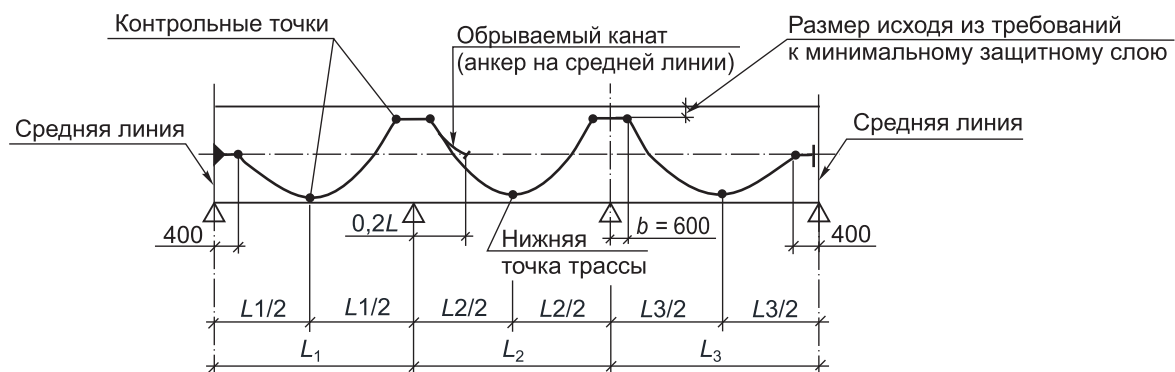


Рисунок Л.2 — Профиль трассы для напрягающих элементов, располагаемых в межколонных полосах

Л.1.4 Нижнюю точку профиля трассы рекомендуется устраивать в середине пролета (крайнего или среднего), что упрощает работы по установке канатов. Предпочтительным является расположение нижней точки трассы напрягаемых элементов в крайних пролетах плит на расстоянии от крайней опоры $a = 0,4L$. Это обеспечивает равномерное распределение эквивалентной поперечной нагрузки в крайнем пролете.

Л.2 Трассировка канатов. Подъем трассы

Л.2.1 Верхнюю и нижнюю точки трассы напрягающих элементов рекомендуется располагать максимально близко к верхней и нижней граням балки или плиты, учитывая толщину защитного слоя бетона и положение ненапрягаемой арматуры в ортогональном направлении.

Данный вид трассировки профиля предпочтителен для наиболее нагруженных пролетов, но может корректироваться для других пролетов.

Л.2.2 Если использование максимально возможного подъема трассы приводит к чрезмерной величине эквивалентной поперечной силы в слабонагруженном пролете, необходимо уменьшить усилие преднапряжения или подъем трассы в середине пролета (пролет L_2 на рисунке Л.3).

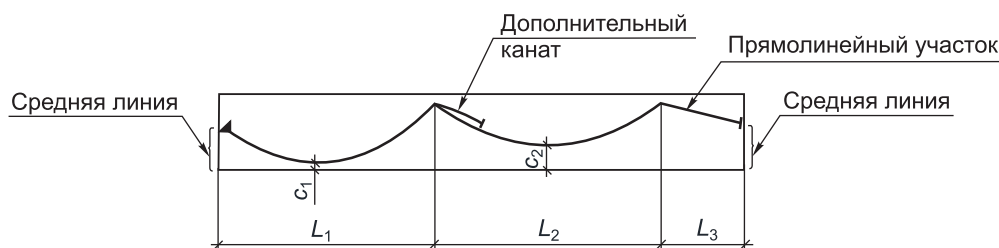


Рисунок Л.3 — Пример трассы напрягаемых элементов для постнапряженных конструкций с разной длиной пролета

Л.2.3 Высоту подъема трассы назначают кратной 5 мм.

Л.2.4 Верхнюю точку трассы следует размещать в соответствии с расположением ненапрягаемой арматуры в поперечном направлении на максимальной высоте над опорой.

Л.2.5 Канаты, расположенные вдоль и над внутренними стенами и протяженными опорами, должны иметь прямолинейное очертание (рисунок Л.4).

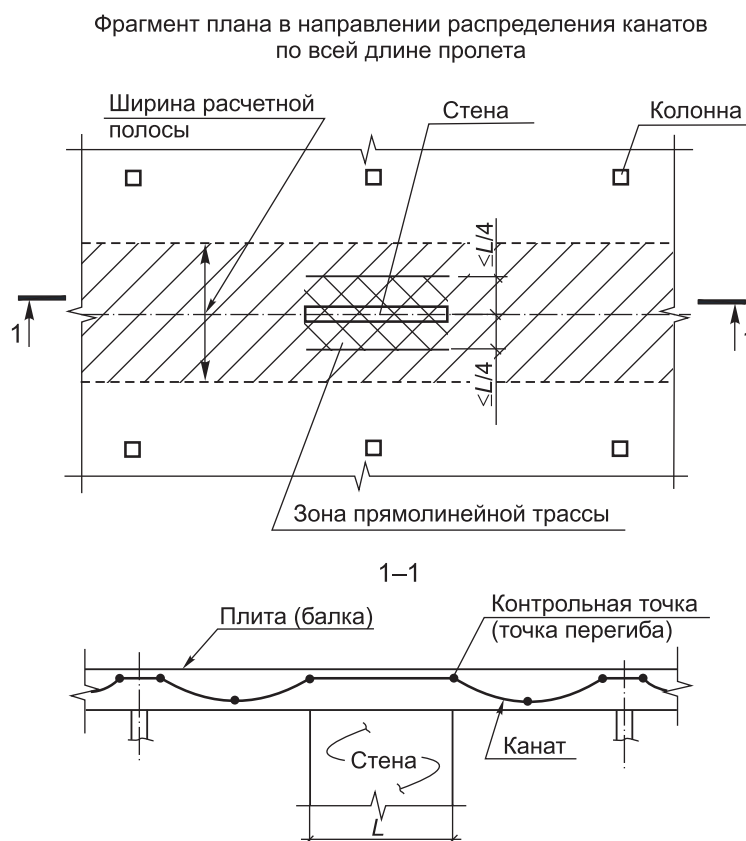


Рисунок Л.4 — Пример трассировки напрягающих элементов вдоль внутренних стен

Л.2.6 Расположение напрягающих элементов в верхней точке трассы является наиболее подходящим решением для восприятия отрицательного изгибающего момента над стеновой опорой.

Л.2.7 Трассам напрягающих элементов над внешними стенами рекомендуется придавать прямолинейное очертание и анкерить их на средней линии плиты в первом пролете (рисунок Л.5 а)).

Л.2.8 Напрягающие элементы на средней линии плиты должны быть заанкерены, даже если предусмотрены поперечные балки или контурные балки по грани плиты на краю (см. рисунок Л.5 б)). Канаты, заанкеренные с эксцентриситетом относительно средней линии конструкции, создают дополнительный момент.

Л.2.9 Профиль трассы напрягающих элементов, располагаемых в межколонных полосах, может иметь прямолинейное очертание над внутренними стенами в их верхней точке. Напрягающим элементам, распределенным по пролету параллельно внутренним стенам, следует придавать прямолинейное очертание в их верхних точках в пределах их расчетной полосы согласно рисунку Л.5 б)).

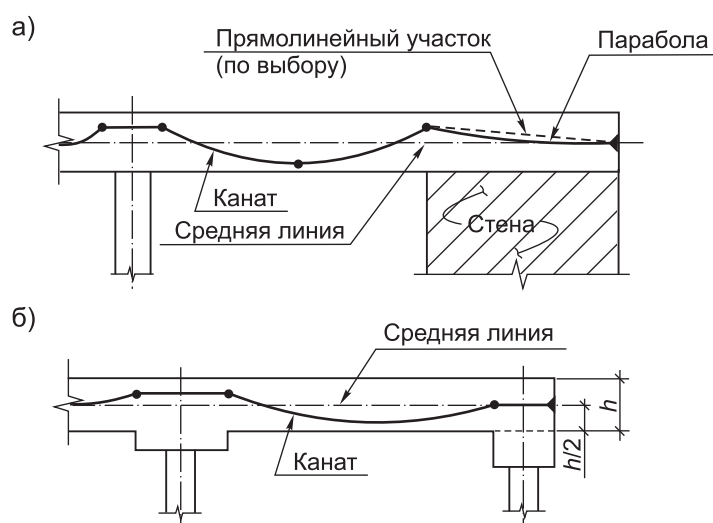


Рисунок Л.5 — Профиль трассы напрягающих элементов над внешними стенами с анкерровкой:

а — на средней линии плиты (балки) в первом пролете;

б — на средней линии плиты на внешней опоре

Официальное издание
МИНИСТЕРСТВО АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА
СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА

СП 5.03.01-2020
БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Ответственный за выпуск	Е. П. Желунович
Редактор	Н. П. Бузуй
Технические редакторы	А. В. Хмеленко, А. В. Вальнец
Художественный редактор	Н. П. Бузуй
Корректор	Н. В. Леончик

Сдано в набор 17.03.2022.	Подписано в печать 21.04.2022.	Формат 60×84 1/8.
Бумага офсетная.	Гарнитура Ариал.	Печать офсетная.
Усл. печ. л. 28,37.	Уч.-изд. л. 28,87.	Тираж экз. Заказ .

Издатель и полиграфическое исполнение:
республиканское унитарное предприятие «СТРОЙТЕХНОРМ».

Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий

№ 1/536 от 08.11.2018.

Ул. Кропоткина, 89, 220002, г. Минск.